Revista Internacional de
Ingeniería
de Estructuras

Vol. 26, 3, 523-585 (2021)

NEW FUNCTIONS OF CEINCI-LAB FOR THE ANALYSIS AND DESIGN OF STEEL FRAME WITH ECCENTRIC BRACING

Brian Cagua[(1)], Roberto Aguiar[(2)], Julia Pilatasig[(1)], Alejandro Bonilla[(3)]

[(1)]Maestría en Estructuras. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. bjcagua@espe.edu.ec
jepilatasig3@espe.edu.ec
[(2)]Profesor. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción. Universidad de Fuerzas Amadas ESPE. Av. Gral. Rumiñahui s/n, Valle de los Chillos. rraguiar@espe.edu.ec
[(3)]Carrera de Ingeniería Civil. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. aabonilla5@espe.edu.ec

Received: January 2021. Accepted: August 2021
Published: August 2021

ABSTRACT

This article presents the analysis and design methodology of a steel frame with eccentric diagonals in the shape of an inverted V (Chevron) with the link element in the center. The analysis and design procedure is illustrated using the CEINCI-LAB Computer System and a detailed explanation of the new functions is illustrated. Through these functions the user can perform seismic and static analysis step by step, with this the calculation procedure can be understood.

An example of a pre-design of a steel frame with eccentric diagonals is illustrated, the seismic analysis is carried out to obtain displacements, drifts and floor shear. In addition, the stability of the structure against overturning is verified. A static analysis is carried out with the states and load combinations of the Ecuadorian Construction Standard 2015 (NEC-15), this allows defining the demand “D” in the elements. The capacity "C" of elements is calculated and the relationship "D / C" is presented graphically so that the user can verify that this factor is less than 1. Finally, the analysis by capacity of the structure is carried out to define the design.

keywords: CEINCI-LAB Computer System. Seismic Analysis. Static Analysis. Steel structures. Eccentrically Braced Frames. NEC - 15. Steel Design.

NUEVAS FUNCIONES DE CEINCI-LAB PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS DE ACERO CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS

RESUMEN

En este artículo se presenta la metodología de análisis y diseño de un pórtico de acero con diagonales excéntricas en forma de V invertida (Chevrón), con el elemento de enlace en el centro. Se ilustra el procedimiento de análisis y diseño mediante el Sistema de Computación ***CEINCI-LAB*** y se describe una explicación detallada de las nuevas funciones. Mediante estas funciones el usuario

DOI: http://dx.doi.org/10.24133/riie.v25i3.1691

puede realizar análisis sísmico y estático paso a paso, con ello, se puede entender el procedimiento de cálculo.

Se ilustra un ejemplo de prediseño de un pórtico de acero con diagonales excéntricas, en el cual, se realiza el análisis sísmico para obtener desplazamientos, derivas y cortante de piso. Además, se verifica la estabilidad de la estructura ante volteo. Se realiza un análisis estático con los estados y combinaciones de carga de la Norma Ecuatoriana de Construcción 2015 (NEC-15), esto permite definir la demanda "D" en los elementos. Se calcula la capacidad "C" de elementos y se presenta de manera gráfica la relación "D/C" para que el usuario pueda verificar que este factor sea menor a 1. Finalmente, se realiza el análisis por capacidad de la estructura para definir el diseño.

Palabras Claves: Sistema de computación ***CEINCI-LAB***. Análisis Sísmico. Análisis Estático. Estructuras de Acero. Pórticos Arriostrado Excéntricamente. NEC – 15. Diseño de Acero.

1. INTRODUCCIÓN

Los primeros estudios de pórticos arriostrados excéntricamente se desarrollan en Japón y en Estados Unidos. Trabajos como los de Fujimoto *et al*. 1972; Tanabashi *et al*. 1974; y Roeder & Popov, 1978 sentaron las bases para el estudio y el uso de estos elementos, y es así como, en 1980 se desarrollan numerosos estudios sobre el comportamiento no lineal del elemento de enlace. Además, se estudia el comportamiento cíclico de estos elementos en trabajos como los de Manheim & Popov, 1983; Hjelmstad & Popov, 1984; Malley & Popov, 1984; Kasai & Popov, 1986; Ricles & Popov, 1989; Engelhardt & Popov, 1992.

Estudios experimentales como los llevados a cabo por Yang, 1985; Roeder *et al*.1987; Whittaker *et al*., 1989, permitieron que se incluya el uso de diagonales excéntricas en disposiciones como la UBC 1988 y posteriormente en las disposiciones sísmicas del AISC.

A lo largo del tiempo se han realizado diversas investigaciones sobre estos elementos, entre ellas, se destacan trabajos como Mansour *et al*., 2011, Berman & Bruneau, 2008, dónde el enfoque se basa en la diversidad de formas que puede tener un elemento de enlace, incluyendo en estos, elementos con forma I, secciones construidas en base a placas y secciones tipo caja (cuadrados o rectangulares). Posterior a ello y con el cambio de filosofía en el diseño de estructuras sismorresistentes, de un diseño basado en capacidad, a un diseño basado en desempeño, surge la idealización de enlaces reemplazables como lo exponen autores como Ramadan & Ghobarah, 1995; Mansour, *et al*. 2011; Dusicka & Lewis, 2010.

En Ecuador es común emplear pórticos duales como sistemas resistentes a cargas laterales; los pórticos duales son compuestos por pórticos resistentes a momentos y en algunos ejes se incluye elementos diagonales, que pueden ser concéntricas o excéntricas en función de los criterios del arquitecto e ingeniero responsables del proyecto. En ese artículo se estudia el análisis y diseño de pórticos duales con arriostramientos excéntricos mediante CEINCI-LAB.

2. COMPORTAMIENTO DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

Las diagonales excéntricas son aquellos elementos que no logran unirse entre sí, sino, que permiten un espacio entre ellas, a este espacio se lo conoce como excentricidad (Aguilar, 2015).

El diseño de estructuras con arriostramientos excéntricos se utiliza principalmente en edificios de alta esbeltez (relación de la altura de un edificio debe mucho mayor que 4 veces su ancho), en los cuales se busca disipar energía a través de la fluencia del elemento de enlace. La ubicación de dichas excentricidades está ligada tanto con la ductilidad, como la rigidez elástica de la estructura, por tanto, se debe evitar colocar estos elementos de enlace cerca de columnas (Figura 1a), puesto que, se pueden generar rótulas plásticas en la parte superior de las columnas y producir una falla de la estructura por piso flexible (Aguilar, 2015).

La tipología estructural de pórticos arriostrados excéntricamente se compone de columnas, vigas y riostra diagonal. Además, existe una característica distintiva en estos pórticos y es que, al menos uno de los extremos de cada riostra diagonal está conectado de manera que la fuerza de la riostra diagonal se transmite a través del corte y la flexión del elemento enlace (link element). En la Figura 1 se indican varios tipos de pórticos con excentricidad horizontal entre los puntos de intersección de las dos líneas centrales de las riostras diagonales con la línea central de la viga.

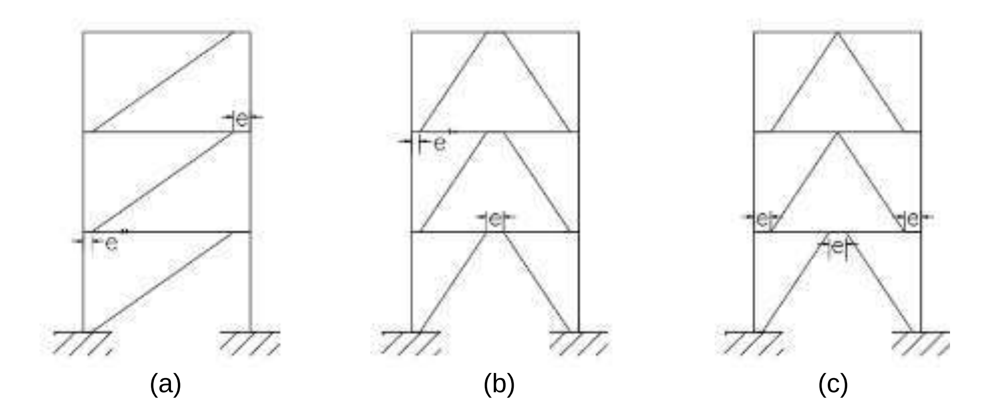


Figura 1 Pórticos con diagonales excéntricas (basado en Popov *et al*. 1987).

Los pórticos con arriostramientos excéntricos pueden proporcionar una rigidez elástica comparable a los pórticos arriostrados concéntricamente, sobre todo cuando se utilizan enlaces cortos (Roeder y Popov, 1978; Libby, 1981; Merovich et al., 1982; Hjelmstad y Popov, 1983; Malley y Popov, 1984; Kasai y Popov, 1986a, 1986b; Ricles y Popov, 1987a, 1987b; Engelhardt y Popov, 1989a, 1989b; Popov et al., 1989). Además, puede generar ductilidad y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico; siendo comparable a la de los pórticos especiales resistentes a momento; siempre que los enlaces no sean demasiado cortos (Comentarios AISC 341).

En el trabajo de Hjelmstad & Popov (1984), se estudia la variación de la rigidez lateral de un pórtico con arriostramiento excéntrico, respecto a la rigidez del pórtico sin diagonales, estas variables varían en función de valores de la longitud del enlace y para distintos valores de longitud de vano. El pórtico de la Figura 2a es el que demuestra a través de estas variaciones, mostradas en la Figura 2b, que existe mayor rigidez lateral cuando se emplean enlaces cortos, lo cual, resulta ventajoso para el control de la deriva de piso. La variable $\boldsymbol{K_{PAE}}$ es la rigidez lateral del pórtico arriostrado excéntricamente y la variable $\boldsymbol{K_{PRM}}$ se refiere a la rigidez lateral del pórtico resistente a momento.

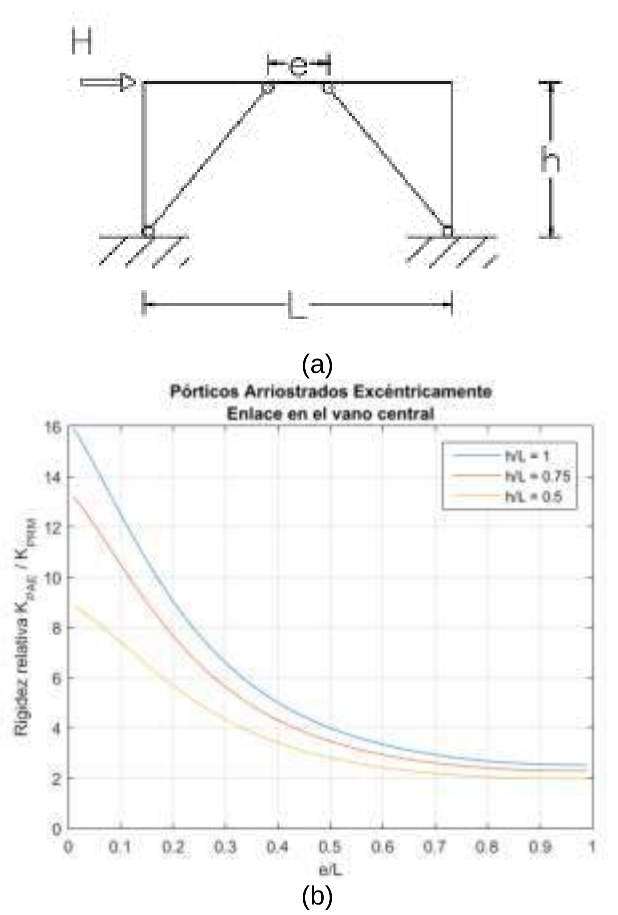


Figura 2. Resultados del pórtico analizado: a) Pórtico de estudio; b) Variación de la rigidez lateral entre el pórtico con arriostramiento excéntrico versus la rigidez lateral el pórtico a momento.

Fuente: Este estudio.

Acorde a *Popov et al.* (1987) existe una relación entre la fuerza cortante en el enlace $\boldsymbol{V_{Link}}$ con el cortante estático de diseño de cada piso, acumulada desde la parte superior hasta el nivel correspondiente de una estructura $\boldsymbol{V_{Piso}}$. La relación mencionada se puede expresar mediante la ecuación 1, la cual se puede obtener en base a una aproximación del equilibrio de fuerzas en el extremo A del pórtico de la Figura 3.

$$V_{Link} = \frac{h}{L} \cdot V_{Piso} \tag{1}$$

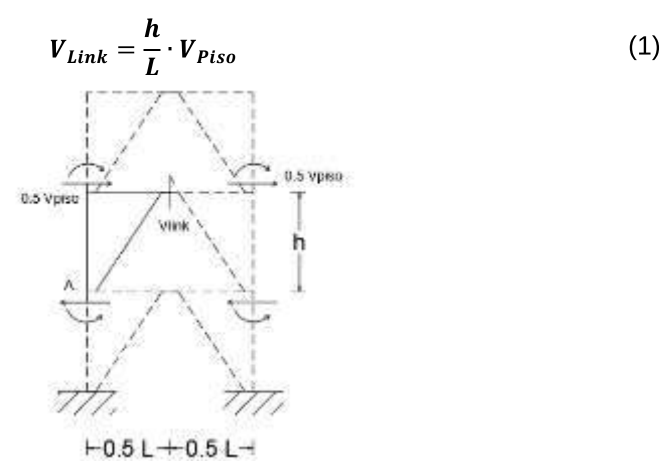


Figura 3. Aproximación de diagrama de cuerpo libre (basado en *Popov et al.* 1987).

La ecuación 1 es una aproximación para obtener la fuerza en el enlace a través de variables conocidas. Mediante la modelación de una gran cantidad de pórticos con diagonales excéntricas, se puede visualizar la relación entre la fuerza cortante en el elemento de enlace V_{ENLACE} y el cortante de diseño en cada piso V_{PISO}, en función de la geometría del pórtico (h/L), y la relación entre la longitud del enlace y del vano del pórtico (e/L). Estas relaciones se expresan en la Figura 4, donde se puede notar que la relación entre los cortantes es mayor cuando la relación e/L es menor, además existe una relación proporcional con respecto a h/L. Además, se plantea la ecuación 2 mediante regresiones multivariables que describe las curvas de la Figura 4, la ecuación 1 es conservadora y no depende de la relación entre e/L que es influyente en la rigidez de la estructura. En la Figura 4 las líneas continuas son los valores determinados al modelar los pórticos y las líneas punteadas representan las calculas con la ecuación 2, mientras que la línea de color negro representa la calculada con la ecuación 1.

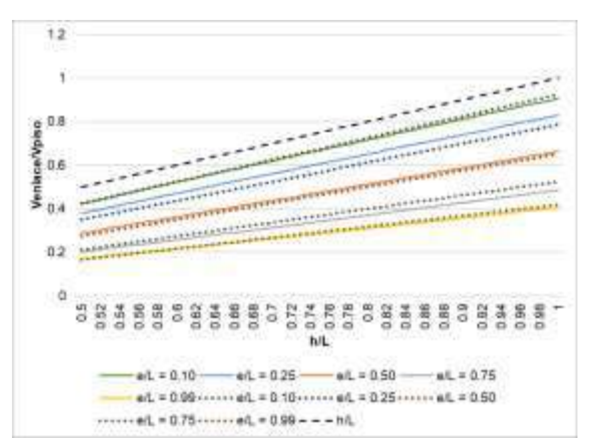


Figura 4. Variación del cortante en función de la relación de aspecto y longitud del enlace.

Fuente: Este estudio.

$$\frac{V_{Link}}{V_{cum}} = \left(-0.5 \cdot \frac{e}{L} + 1\right) \cdot \frac{h}{L} + \left(0.075 \cdot \left(\frac{e}{L}\right)^3 - 0.035 \cdot \left(\frac{e}{L}\right)^2 - 0.05 \cdot \left(\frac{e}{L}\right) - 0.075\right) \tag{2}$$

2.1. Filosofía de diseño en pórticos de acero con arriostramiento excéntrico

La filosofía de diseño se fundamenta en la fluencia del elemento de enlace debido a corte, flexión o ambos efectos, en función de la longitud de este; además se espera que, las vigas fuera del enlace, las diagonales y las columnas se mantengan elásticas, aunque es posible aceptar incursiones inelásticas sin comprometer la estabilidad de la estructura (es decir fluencia en estos elementos). En el diseño se asume que los enlaces podrán desarrollar su máxima capacidad esperada y bajo esas fuerzas se diseñan los otros elementos. En la Figura 11 se muestra la deformada de un pórtico con arriostramientos excéntricos.

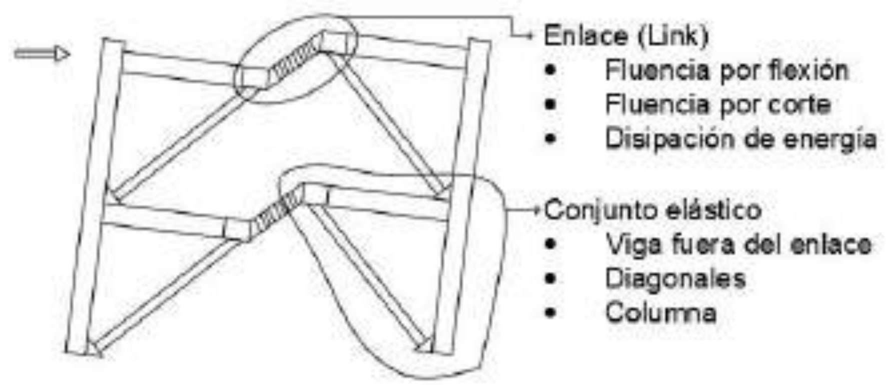


Figura 5. Deformada de un pórtico ante cargas laterales.

Para el análisis estructural, en el diseño por capacidad, es necesario reemplazar el elemento de enlace por las acciones máximas esperadas debido a la fluencia de estos elementos ($\boldsymbol{V_{MP}}$ hace referencia al cortante máximo probable y $\boldsymbol{M_{MP}}$ se refiere al momento máximo probable); este estado de cargas sustituirá a la combinación por sismo en esta etapa de análisis. En la Figura 6 se indica el equilibrio de fuerzas debido a la fluencia del elemento de enlace.

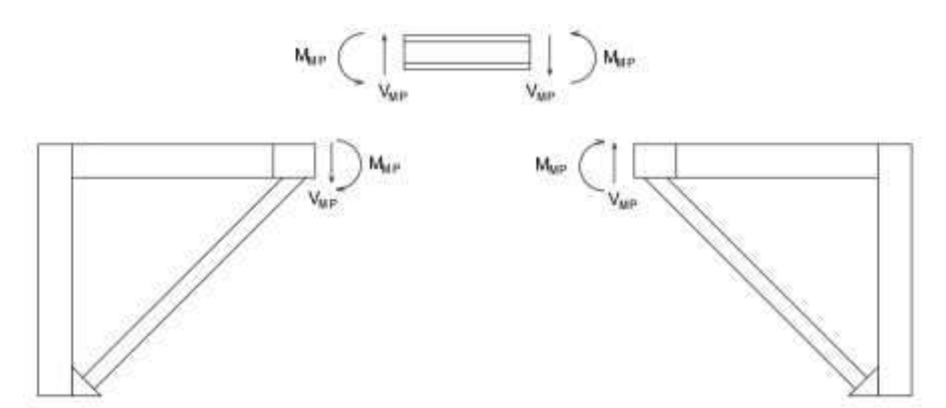
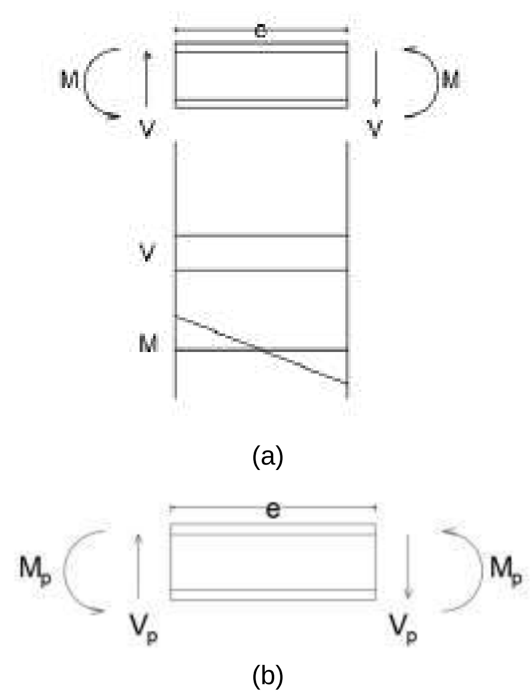


Figura 6. Fuerzas debido a la fluencia del elemento de enlace.

El tipo de falla del enlace depende de la longitud de este, respecto a la longitud critica. La longitud critica o excentricidad critica es la longitud del enlace

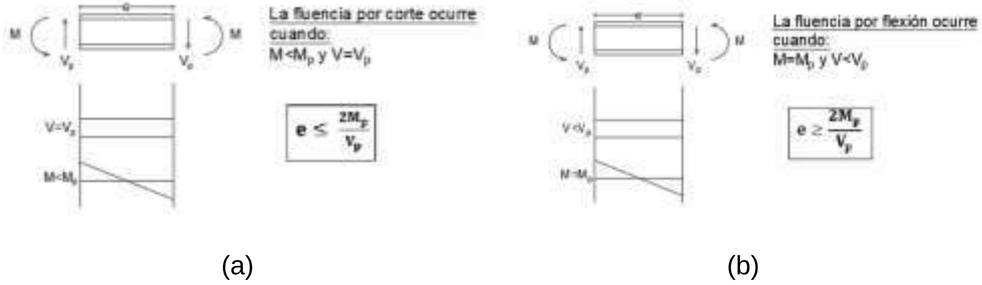
que permite desarrollar el corte y momento plástico en la sección de manera simultánea ($\boldsymbol{V_p}$ y $\boldsymbol{M_p}$ respectivamente). Esto se demuestra al realizar el equilibrio de fuerzas del diagrama de cuerpo libre de la Figura 7a, tal y como se ve en la Figura 7b.



(b)

Figura 7. Fuerzas y momentos en elementos de enlace; a) Diagrama de cuerpo libe y diagrama de corte y momento; b) Equilibrio plástico.

Al comparar la longitud del enlace respecto al parámetro de longitud critica se puede estimar que la fluencia a corte se presentará en elementos cortos. Es decir, longitud efectiva menor que la longitud crítica y en caso contrario la fluencia será debido a flexión en el enlace, esto se ilustra en las Figuras 8a y 8b.



(a) (b)

Figura 8. Comportamiento de elementos de enlace en función de la longitud; a) Fluencia por corte; b) Fluencia por Flexión.

El comportamiento del elemento de enlace, expresado en términos de rotación inelástica máxima y capacidad a corte (Figura 9), depende del cortante y momento plástico de la sección de este elemento, en base a la relación expresada en la ecuación 3.

$$Factor = \frac{e}{Mp/Vp} \tag{3}$$

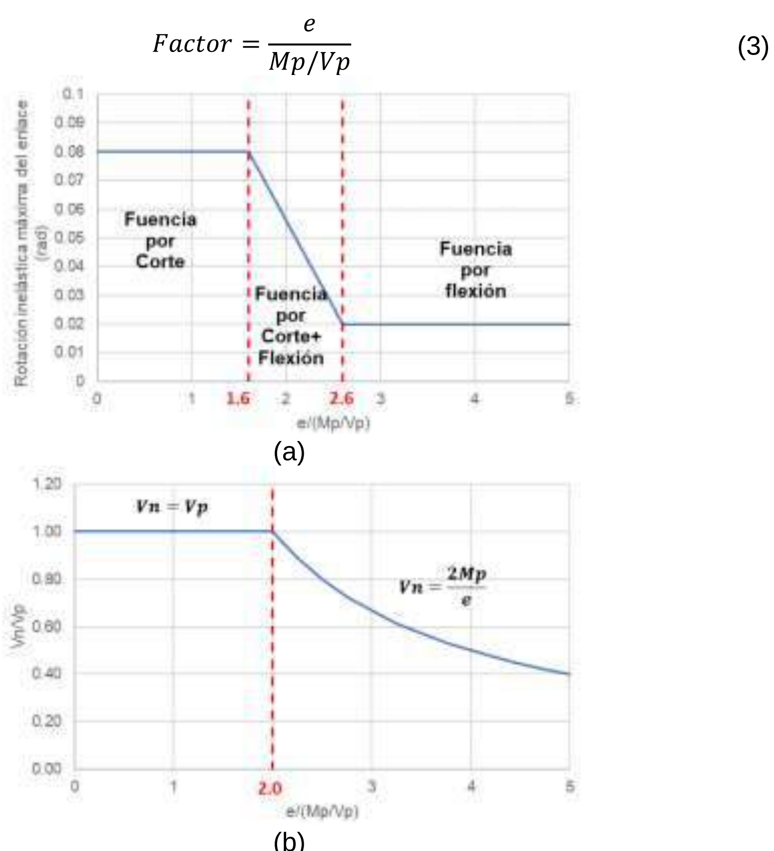


Figura 9 Comportamiento del elemento de enlace; a) Rotación inelástica; b) Relación de cortante**.**

3. DISEÑO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS

Para una mejor comprensión de la metodología de diseño de elementos de acero, es necesario conocer las ecuaciones básicas para determinar la capacidad axial, a corte y flexión de los elementos que componen un pórtico de acero.

Los artículos de Cagua et al. (2021) y Cagua et al. (2021,2) presentan la metodología de prediseño, análisis y diseño de pórticos a momento y de pórticos con arriostramiento respectivamente. Esta sección presenta un resumen de los principales aspectos de estas temáticas.

3.1 Capacidad de carga axial y flexión

La capacidad axial (P_n) de un elemento viene dada por la expresión de la ecuación 4, donde Fcr corresponde al esfuerzo crítico de Euler y Ag representa el área transversal de la sección. La capacidad axial está relacionada con la relación

de esbeltez del elemento λ, la cual se calcula mediante la ecuación 5, que a su vez depende del factor de longitud efectiva $\boldsymbol{K}$, la longitud $\boldsymbol{L}$ y radio de giro $\boldsymbol{r}$. $\boldsymbol{Es}$ es el módulo de elasticidad del material y $\boldsymbol{Fy}$ es el esfuerzo de fluencia. Cabe destacar la importancia del pandeo como factor de generación de inestabilidad elástica presente en elementos a compresión y crítica en elementos esbeltos.

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad (4)$$

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} \quad (5)$$

$$Fcr_{EULER} = \frac{\pi^2 \cdot Es}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} \quad (6)$$

$$Fcr_{EULER} < 0.44 \cdot Fy \rightarrow Fcr = 0.877 * Fcr_{EULER}$$

$$Fcr_{EULER} \geq 0.44 \cdot Fy \rightarrow Fcr = 0.658^{\frac{Fy}{Fcr_{EULER}}} * Fy \quad (7)$$

El factor de longitud efectiva $\boldsymbol{K}$ de columnas para pórticos sin arriostramientos, se puede calcular mediante la fórmula 8, la cual depende de las rigideces rotatorias de los nudos y con sus condiciones de borde, que, para su efecto, se calculan con la fórmula 9.

$$K = \sqrt{\frac{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (8)$$

$$G = \frac{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{E \cdot I}{L}\right)_b} \quad (9)$$

Donde $\boldsymbol{G_A}$ y $\boldsymbol{G_B}$ son las rigideces rotatorias en el nudo inicial y final respectivamente, $\boldsymbol{I}$ es la inercia de la sección, $\boldsymbol{L}$ es la longitud del elemento, los subíndices **c** y **b** se refieren a columnas y vigas respectivamente. Si el extremo de la columna tiene un apoyo articulado entonces se puede tomar un valor de **G = 10**, si tiene un empotramiento **G = 1** en ese borde.

La capacidad nominal a corte ($\boldsymbol{Vn}$) se determina con la ecuación 10.

$$Vn = 0.6 \cdot Fy \cdot A_w \cdot Cv_1 \quad (10)$$

Donde $\boldsymbol{Aw}$ es el área del elemento que resiste el corte; en perfiles tipo I se asume que $\boldsymbol{Aw}$ es el área del alma y se calcula con la ecuación 11; $\boldsymbol{Cv_1}$ es un factor debido a la resistencia del corte y se determina con la ecuación 12.

$$A_w = (d - 2 \cdot tf) \cdot t_w \quad (11)$$

- $Cuando \quad \frac{h}{tw} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}}$

$$Cv_1 = 1$$

- *Caso contrario*

$$Cv_1 = \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{Fy}}}{h/tw} \tag{12}$$

La variable $\boldsymbol{k_v}$ está íntimamente relacionada con la presencia de rigidizadores transversales en el enlace, por lo que, si se trabaja de la manera más conservadora, como lo hace ***CEINCI-LAB***, su valor es de 5.34, caso contrario debe ser calculado con la fórmula 13.

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$
$$k_v = 5.34 \qquad \text{cuando} \qquad \frac{a}{h} > 3.0 \tag{13}$$

Donde **a** es la distancia libre entre rigidizadores.

La capacidad a flexión de una sección I con doble simetría y compacta se puede determinar con la ecuación 14.

$$Mn = \begin{cases} Mp = Fy \cdot Z_x & Cuando\ L_b < L_p \\ C_b \cdot \left[Mp - (Mp - 0.7 \cdot Fy \cdot Sx) \cdot \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}\right)\right] \leq Mp & Cuando\ \ Lp < Lb \leq Lr \\ Fcr \cdot Sx \leq Mp & Cuando\ Lb > Lr \end{cases} \tag{14}$$

Donde $\boldsymbol{C_b}$ es el factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes y $\boldsymbol{Fcr}$ es un esfuerzo crítico reducido para flexión. Las expresiones matemáticas para calcular estos valores se encuentran en el capítulo F del AISC 360 -16.

Las longitudes **Lp**, **Lr** se pueden calcular con las ecuaciones 15 y 16.

$$Lp = 1.76 \cdot ry \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} \tag{15}$$

$$Lr = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot Fy} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot Fy}{E}\right)^2}} \tag{16}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{Iy \cdot C_w}}{Sx} \tag{17}$$

Para secciones H con doble simetría y alas rectangulares entonces:

$$C_w = \frac{Iy \cdot h_o^2}{4} \tag{18}$$

Donde $\boldsymbol{ry}$ es el radio de giro de la sección respecto al eje y-y, en este caso corresponde al eje débil de las secciones I; **J**, es la constante torsional de la sección; $\boldsymbol{S_x}$ es el módulo elástico de la sección respecto al eje x-x; Para secciones I con simetría $\boldsymbol{c = 1}$, $\boldsymbol{h_o}$ es la distancia entre los centroides de los patines.

Los cálculos que se pueden realizar en CEINCI-LAB tienen la consideración principal de tomar la capacidad a flexión como aquella lateralmente apoyada, donde $\boldsymbol{Lb} < \boldsymbol{Lp}$; es importante considerar que todas las fibras se pueden plastificar, para ello se debe utilizar un acero con comportamiento dúctil. De acuerdo con la normativa, los elementos que resistan cargas laterales deben ser altamente dúctiles (AISC 341 tabla D1.1) y deben ser arriostradas de acuerdo con la ecuación 20.

$$Mn = Mp = Fy \cdot Z_x \tag{19}$$

$$Lb = 0.095 \cdot ry \cdot \frac{E}{Ry \cdot Fy} \tag{20}$$

3.2 Demandas de carga lateral

Hasta este punto se realiza un resumen de las ecuaciones para el cálculo de la capacidad axial, a corte y flexión de los elementos. Adicionalmente, es necesario calcular la demanda de los elementos a través de un análisis sísmico que permita determinar las cargas laterales y un análisis estático que permita determinar las acciones en cada elemento debidas a las cargas gravitacionales de la estructura.

Para la comprobación de la demanda versus la capacidad de los elementos, en base a la metodología de Factores de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés, Load and Resistance Factor Design), se debe cumplir que:

$$\emptyset \cdot R_n \geq \sum \gamma_i \cdot Q_i = Q_u \tag{21}$$

Donde ∅ son factores de reducción de la capacidad nominal Rn; γ_i son factores que amplifican los efectos de las cargas; Q_i corresponde a las cargas aplicadas; Q_u, es la carga última o efecto en los elementos con las solicitaciones amplificadas.

La capacidad de elementos sometidos simultáneamente a cargas axial y de flexión se determina evaluando la acción simultánea de cargas axiales y de flexión, tal como se indica en las ecuaciones 22 y 23, las cuales dependen de los valores de $\boldsymbol{Pu}$ y $\boldsymbol{Pn}$ para su selección.

$$Para \quad \frac{Pu}{\emptyset \cdot Pn} \geq 0.2 \quad \rightarrow \quad \frac{Pu}{\emptyset \cdot Pn} + \frac{8}{9} \cdot \frac{Mu}{\emptyset \cdot Mn} \leq 1 \tag{22}$$

$$Para \quad \frac{Pu}{\emptyset \cdot Pn} < 0.2 \quad \rightarrow \quad \frac{Pu}{2 \cdot \emptyset \cdot Pn} + \frac{Mu}{\emptyset \cdot Mn} \leq 1 \tag{23}$$

Donde ***Pu*** es la carga última aplicada sobre el elemento, ***Pn*** es la carga nominal que resiste el elemento, ***Mu*** es el momento último aplicado al elemento, ∅ son factores de reducción de la capacidad nominal, y ***Mn*** es el momento nominal que resiste el elemento.

En pórticos duales, es decir pórticos resistentes a momentos y pórticos con arriostramientos excéntricos, es importante determinar en las uniones de las vigas-columnas de los pórticos resistentes a momento que se cumple el principio de viga débil y columna fuerte. La ecuación 24 permite el cálculo de este principio garantizando que las columnas sean más resistentes que las vigas y estableciendo la base del diseño por capacidad.

$$\frac{\sum M\dot{p}v}{\sum M\dot{p}c} \leq 1.0 \tag{24}$$

$$\sum M\dot{p}c = \sum Zcol \cdot \left(Fy - \frac{Puc}{Ag}\right) \tag{25}$$

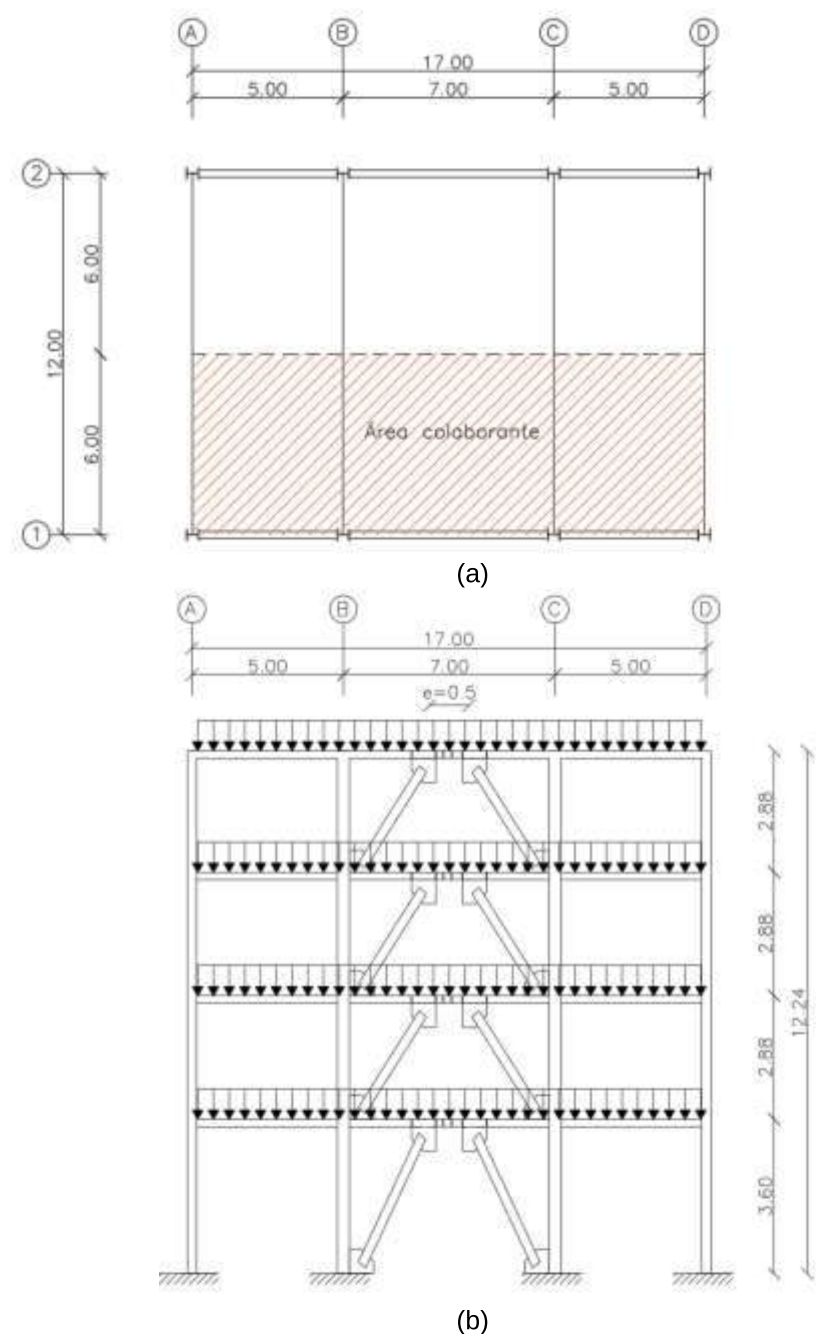
$$\sum M\dot{p}v = \sum \left(1.1 \cdot Ry \cdot Fy \cdot Zviga + Mu_{viga}\right) \tag{26}$$

Donde $\sum M\dot{p}c$ es la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta; $\sum M\dot{p}v$ es la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta. $\boldsymbol{Zcol}$ y $\boldsymbol{Zviga}$ son los módulos plásticos de las columnas y vigas. $\boldsymbol{Puc}$ es la carga axial requerida para la columna usando las combinaciones de carga para columnas (se debe incluir la sobre resistencia); $\boldsymbol{Ag}$ es el área bruta de la sección; $\boldsymbol{Ry}$, es el factor de esfuerzo de fluencia probable (para A36 este valor es 1.3 acorde a la NEC-SE-AC 2015) y $\boldsymbol{Mu_{viga}}$ es el momento adicional basado en las combinaciones de carga (producido por la fuerza de corte localizado en la zona donde probablemente se tendrá la articulación plástica multiplicado por la distancia hasta la junta o nudo).

4. PREDISEÑO DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS UTILIZANDO CEINCI-LAB

En este artículo se realizará el análisis del pórtico correspondiente al eje 1 de la Figura 10a, en elevación el pórtico es presentado en la Figura 10b, en el mismo se incluirá diagonales en V invertida en el vano central, es decir entre los ejes B y C; no obstante, los arriostramientos no convergen en un mismo punto, sino que dejan una excentricidad de 0.50 m en el tramo central.

Los pórticos 1 y 2 presentan la misma geometría, por lo tanto, la rigidez lateral de cada pórtico es igual y se puede realizar el análisis y diseño de cada pórtico de manera independiente asumiendo un área colaborante de 6m para la distribución de cargas gravitaciones.



(a)

(b)

Figura 10 Geometría; a) Vista en planta; b) Vista en elevación del pórtico en análisis

En cuanto a las cargas gravitatorias, por facilidad de cálculo el peso propio de la losa se asume como 200 kg/m^2, dando como resultado que la carga muerta para los entrepisos se considera de 500 kg/m^2 y para cubierta de 350 kg/m^2**.** La

carga viva depende de la ocupación, en este caso se asigna 250 kg/m^2 a los entrepiso y 100 kg/m^2 a cubiertas (tabla 1).

Tabla 1 Cargas gravitacionales

Parámetro	Carga (kg/m2)	Observación
Peso propio de la losa =	**200**	Losa Deck de 12 cm
Otros (Instalaciones) =	**16**	
Enlucido masillado =	**44**	2 cm de enlucido
Acabado de piso =	**40**	Asumido
Peso propio de elementos estructurales =	**50**	Asumido
Peso mampostería =	**150**	Asumido (Depende de proyecto arquitectónico)
Carga permanente piso =	**300**	
Carga permanente cubierta =	**150**	**Cálculo anterior sin mampostería**
Carga viva piso =	**250**	NEC_SE_CG 2015, pág. 25
Carga viva cubierta =	**100**	NEC_SE_CG 2015, pág. 25

Se asume que la estructura se encuentra emplazada en la ciudad de Quito sobre suelo tipo D; en base a ello se estima los parámetros de la tabla 2.

Tabla 2 Parámetros que intervienen en el cálculo del Corte Basal.

CARGAS DE SISMO				
Parámetro	**Variable**	**Valor**	**Observación**	**Referencia**
Zona Sismica	V	-	-	Tabla 1. Sec.3.1.1 Pág. 27
Factor de aceleración en la zona	Z	0.4	-	Tabla 1. Sec.3.1.1 Pág. 27
Tipo del perfil del suelo	D	-	-	Tabla 2. Sec.3.1.1 Pág. 30
factor de sitio Fa	Fa	1.2	-	Tabla 3. Sec.3.2.2 Pág. 31
factor de sitio Fd	Fd	1.19	-	Tabla 4. Sec.3.2.2 Pág. 31
factor comportamiento inelás. suelo	Fs	1.28	-	Tabla 5. Sec.3.2.2 Pág. 32
Factor asociado al periodo de retorno	r	1	-	Sec 3.3.1 Pág. 34
Relación de amplificación espectral	n	2.48	-	Sec.3.3.1 Pág. 34
Aceleración en T=To	Sa_0 [g]	1.19	$S_a = \eta Z F_a$	Sec.3.3.1 Pág. 34
Periodo Limite en T=To	T_O [s]	0.127	$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$	Sec.3.3.1 Pág. 35
Periodo Limite en T=Tc	T_C [s]	0.698	$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$	Sec.3.3.1 Pág. 34
Periodo Limite en T=T_L	T_L [s]	2.856	$T_L = 2.4 . F_d$	Sec.3.3.1 Pág. 34
Coeficiente Ct	Ct	0.073	-	Sec.6.3.3 Pág. 62
Coeficiente para Calculo de Periodo	α	0.75	-	Sec.6.3.3 Pág. 62
Altura total del elemento	hn [m]	12.24	-	Planos
Periodo teórico método 1	T1 [s]	0.478	$T = C_t h_n^{\alpha}$	Sec.6.3.3 Pág. 62
Periodo teórico método 1 mayorado	T2 [s]	0.62	T2=1.3*T1	Sec.6.3.3 Pág. 63

El espectro para la ciudad de Quito se presenta en la Figura 11, de color azul se tiene el espectro elástico de diseño y en color verde el espectro reducido mediante el factor R, en este caso se asume un valor de 6 de manera conservadora respecto a tener fuerzas laterales más grandes para este sistema estructural. La Norma permite emplear valores superiores a 6 para este sistema estructural.

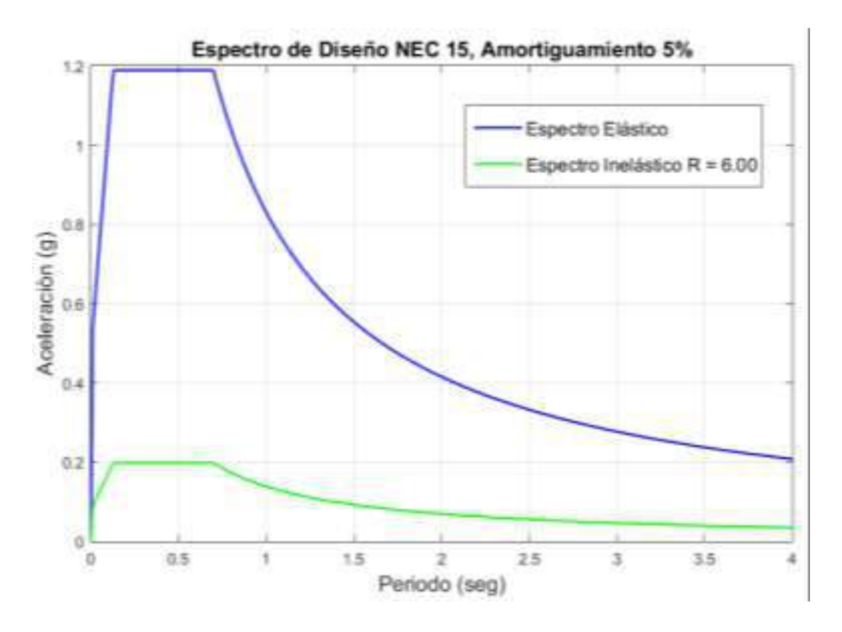


Figura 11 Espectro de diseño para Quito – Suelo D**.**

La estimación del periodo fundamental de vibración se puede realizar mediante la expresión 27, como se recomienda en la NEC-15.

$$T = Ct \cdot h_n^{\alpha} \qquad (27)$$

Los coeficientes para pórticos de acero con arriostramientos, concéntricos o excéntricos, se utiliza $Ct = 0.073$ y $\alpha = 0.75$, con ello se obtiene un periodo de 0.477 segundos.

Para este periodo de vibración, la estructura en análisis, tendría una aceleración espectral $\boldsymbol{Sa}$ para el primer modo de vibración correspondiente a 0.198 g, que coincide con la meseta del espectro. El cortante basal se puede determinar con la ecuación 28.

$$V = \frac{I \cdot S_a(T)}{R \cdot \emptyset_p \cdot \emptyset_e} \cdot W \qquad (28)$$

Donde **V** es el cortante basal; **Sa(T)** es la aceleración espectral que se determina en función del periodo fundamental de vibración de la estructura T como se indica en la ecuación 28; **R** es el factor de modificación de respuesta sísmica; $\boldsymbol{\emptyset p}$ y $\boldsymbol{\emptyset e}$ corresponden al factor de irregularidad en planta y elevación, respectivamente; **W** es la carga reactiva al sismo. En la tabla 3 se presenta los valores de las variables mencionadas y el cálculo del coeficiente sísmico, el cortante basal es 19.84% de la carga reactiva total.

Tabla 3 Coeficiente sísmico.

Pórtico de acero					
Parámetro	**Variable**	**Valor**	**Unidad**	**Obs.**	**Referencia**
Aceleración en T=To	Sa,	1,19	g	T1 < Tc	Sec.3.3.1 Pág. 34
Factor de irregularidad en planta	Øp	1		-	Tabla 13. Sec. 5.2.3 Pág. 50
Factor de irregularidad en elevación	Øe	1		-	Tabla 14. Sec. 5.2.3 Pág. 51
Factor de reducción de respuesta	R	6		-	Tabla 16. Sec. 6.3.4 Pág. 65
Factor de importancia	I	1		-	Tabla 6. Secc. 4.1 Pág. 39
Coeficiente sísmico	**Coef.**	**0.1984**	**-**	-	Sec. 6.3.2 Pág. 61
Coeficiente distribución fuerzas laterales	**k**	**1.0**	**-**	T < 0.5	Sec. 6.3.5 Pág. 67

En el caso general, la carga reactiva de sismo se compone del 100% de la carga muerta en los pisos que pueden vibrar durante una excitación externa, para este caso se asume 100% de carga muerta y un 25% de participación de la carga viva, este porcentaje de contribución de carga viva se tomó a consideración de los autores puesto que representa en mayor seguridad estructural y se encuentra presente en normativas extranjeras como la normativa peruana. Se destaca que la norma de Perú E030 (2018) considera un porcentaje de la carga viva como se ha realizado en este artículo para el análisis sísmico. En cambio, la NEC-15 no considera la carga viva, únicamente lo hace para bodegas y almacenamiento, en el cual se toma 25% del valor de la carga viva.

En la tabla 4 se presenta el cálculo de la carga reactiva para cada nivel, el área típica de piso se obtiene en base al área sombreada de la figura 10a.

Tabla 4 Carga reactiva de sismo W.

Nivel	h [m]	CM [T/m^2]	CV [T/m2]	Área [m2]	W = CM + % CV [T]
1	3.60	0.50	0.25	102.00	57.38
2	2.88	0.50	0.25	102.00	57.38
3	2.88	0.50	0.25	102.00	57.38
4	2.88	0.35	0.10	102.00	38.25
					210.38

Como la carga reactiva es 210.38 T, entonces el cortante basal corresponde a 19.84% de ese valor, que es igual a 41.74 T.

$$V = \% \cdot W = 19.84\% \cdot 210.38$$
$$\boldsymbol{V = 41.74\ T} \quad (29)$$

En la NEC15 (2015) se indica el procedimiento para determinar las fuerzas laterales en cada piso, para ello se aplica la ecuación 30 mostrada a continuación:

$$Fj = \frac{Wj * hj^k}{\sum_{i=1}^{n} Wi * hi^k} \cdot V \quad (30)$$

Donde Wj, *Wi* es la fracción del peso en cada nivel; *hj*, *hi* es la altura de los niveles en *j* e *i*; el valor de "*k*" se relaciona con el periodo de la estructura y varía entre 1 y 2, este valor refleja la forma en la que se distribuyen las fuerzas laterales en cada nivel de la estructura; para valores de T < 0.5 segundos *k* = 1, para periodos mayores a 0.5 seg este valor se calcula como $k = 0.75 + 0.5 * T$, el valor máximo de *k* es 2. *V* es el cortante basal que se distribuirá en cada piso como fuerzas laterales *Fj*.

Tabla 5 Fuerzas laterales y cortantes en cada piso.

Vbasal =	19.84%		**Vbasal TOTAL =**	41.74	[T]

Se asume k = 1 para la Distribución de Fuerzas en la altura

Nivel	H [m]	Hi*W [T*m]	F [%]	F [T]	Vi [T]
1	3.60	206.55	13%	5.44	41.74
2	6.48	371.79	23%	9.80	36.29
3	9.36	537.03	34%	14.15	26.49
4	12.24	468.18	30%	12.34	12.34
		1583.55	**100%**	**41.74**	

En la Figura 12 se representa el cortante en cada piso.

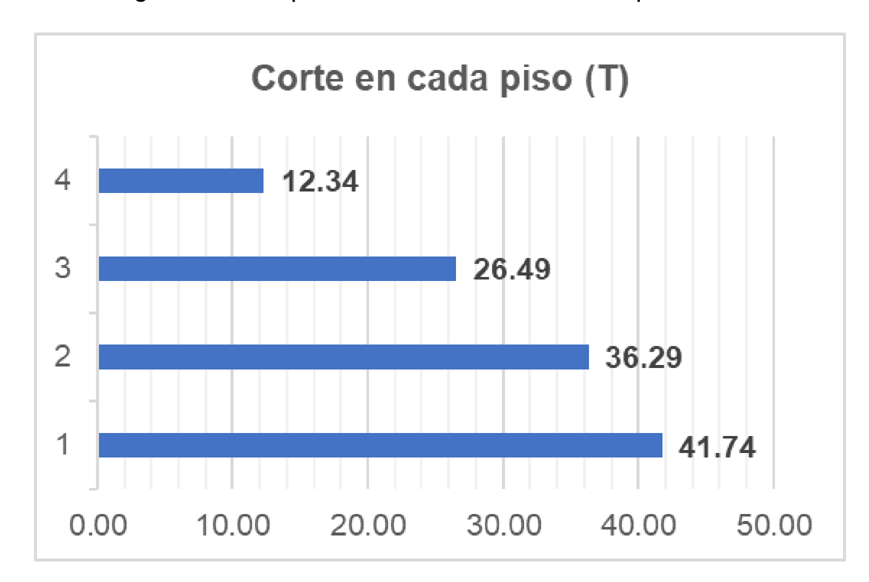


Figura 12 Cortante de piso**.**

Una vez calculado el cortante basal en base a la normativa es posible aplicar la ecuación 31 con las variables del piso 1 y con esto se tiene la relación entre la fuerza cortante del elemento de enlace y el corte acumulado del piso. Se aplica esta metodología en el prediseño de los elementos, posteriormente se determinan la demanda en cada elemento mediante la aplicación del método de la rigidez programado en CEINCI-LAB.

$$\frac{\boldsymbol{V_{Link}}}{\boldsymbol{V_{cum}}} = \left(-\mathbf{0.5}\cdot\frac{\boldsymbol{e}}{\boldsymbol{L}}+\mathbf{1}\right)\cdot\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{L}} + \left(\mathbf{0.075}\cdot\left(\frac{\boldsymbol{e}}{\boldsymbol{L}}\right)^{3} - \mathbf{0.035}\cdot\left(\frac{\boldsymbol{e}}{\boldsymbol{L}}\right)^{2} - \mathbf{0.05}\cdot\left(\frac{\boldsymbol{e}}{\boldsymbol{L}}\right) - \mathbf{0.075}\right)$$

$$\frac{\boldsymbol{V_{Link}}}{\boldsymbol{V_{cum}}} = \left(-\mathbf{0.5}\cdot\frac{\mathbf{0.5}}{\mathbf{7.0}}+\mathbf{1}\right)\cdot\frac{\mathbf{3.6}}{\mathbf{7.0}} + \left(\mathbf{0.075}\cdot\left(\frac{\mathbf{0.5}}{\mathbf{7.0}}\right)^{3} - \mathbf{0.035}\cdot\left(\frac{\mathbf{0.5}}{\mathbf{7.0}}\right)^{2} - \mathbf{0.05}\cdot\left(\frac{\mathbf{0.5}}{\mathbf{7.0}}\right) - \mathbf{0.075}\right) \quad (31)$$

$$\frac{\boldsymbol{V_{Link}}}{\boldsymbol{V_{cum}}} = \mathbf{0.42}$$

En la tabla 6 se muestra los valores de cortante para cada elemento enlace en cada nivel del pórtico, se asume que el cortante de piso que debe resistir los elementos del vano con arriostramientos es 75% del cortante de piso.

Tabla 6 Cortante en los elementos de enlace de cada nivel.

Nivel	h [m]	V_{piso} [T]	V_{Link}/V_{piso}	V Link
			[T]	[T]
1	3.6	31.3	0.42	13.1
2	2.9	27.2	0.32	8.7
3	2.9	19.9	0.32	6.3
4	2.9	9.3	0.32	2.9

Para definir las dimensiones de la sección del enlace se emplea la combinación de cargas más conservadora para cargas gravitacionales y el efecto del sismo (NEC SE CG 2015), esto es:

$$Combinación = 1.2D + L + 1.0E \quad (32)$$

Hasta este punto se analiza el efecto del sismo, a continuación, se requiere analizar el efecto de las cargas gravitacionales para posteriormente superponer los efectos. La carga muerta CM en el piso inferior es 500 kg/m^2 y la carga viva CV es de 250 kg/m^2. El ancho colaborante perpendicular al pórtico de análisis, se asume con un valor de 6 metros (Figura 10a), por lo tanto, la carga uniformemente distribuida en la viga con la combinación de cargas se define por:

$$q = (1.2\cdot CM + 1.0\cdot CV)\cdot L_{colaborante} \quad (33)$$

El valor de la carga "**q**" es 5.1 T/m. El modelo de análisis simplificado para la viga con los arriostramientos excéntricos se muestra en la Figura 13a, el diagrama de corte y de momento se presentan en la Figura 13b y 13c.

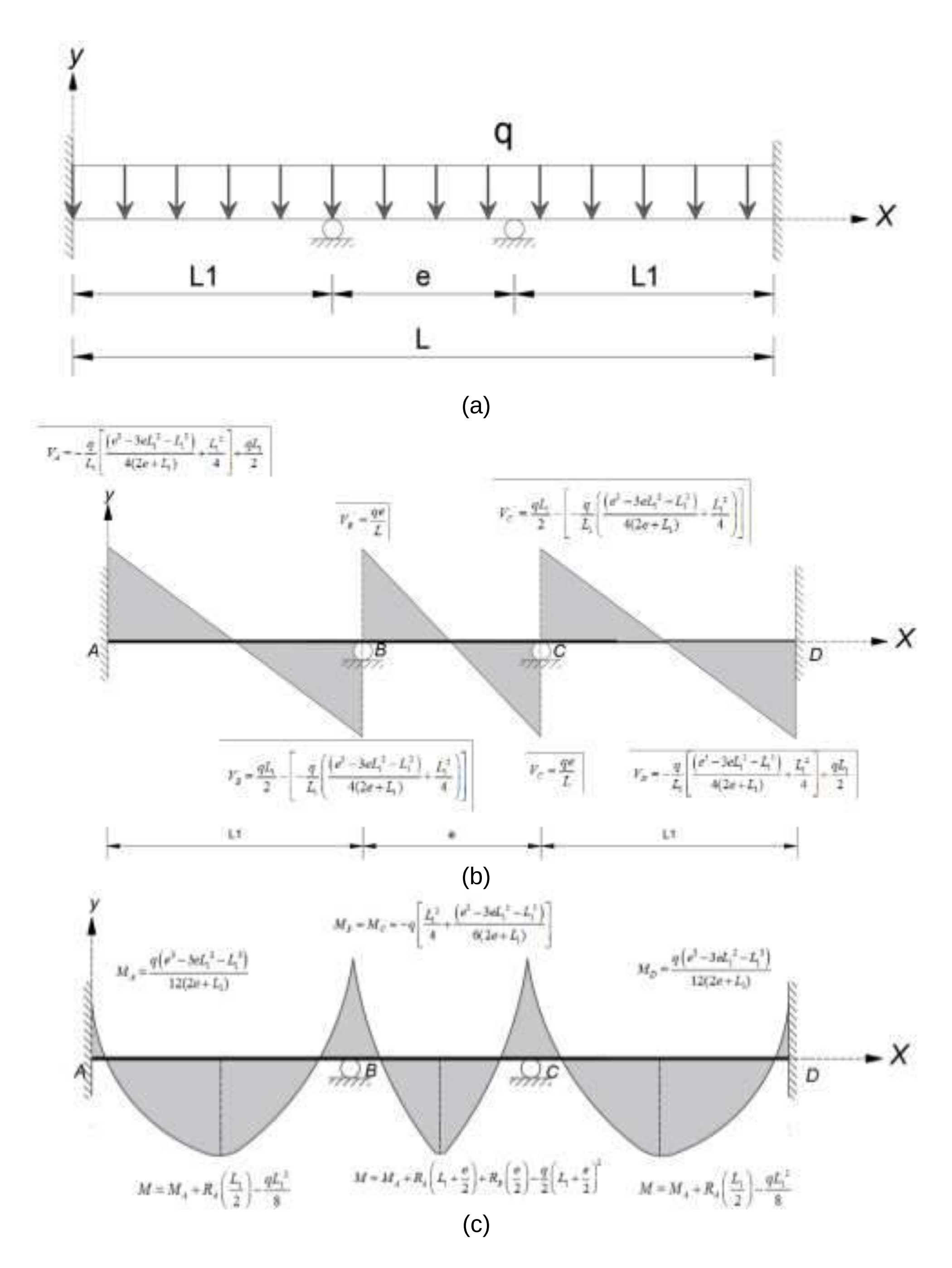


Figura 13 Modelo de análisis simplificado para vigas con arriostramientos excéntricos; a) Modelo de análisis; b) Diagrama de Cortante; c) Diagrama de Momento Flector**.**

Fuente: Este estudio.

Al reemplazar los valores de las variables geométricas y de carga en los diagramas de corte y momento se tiene los diagramas de la Figura 14.

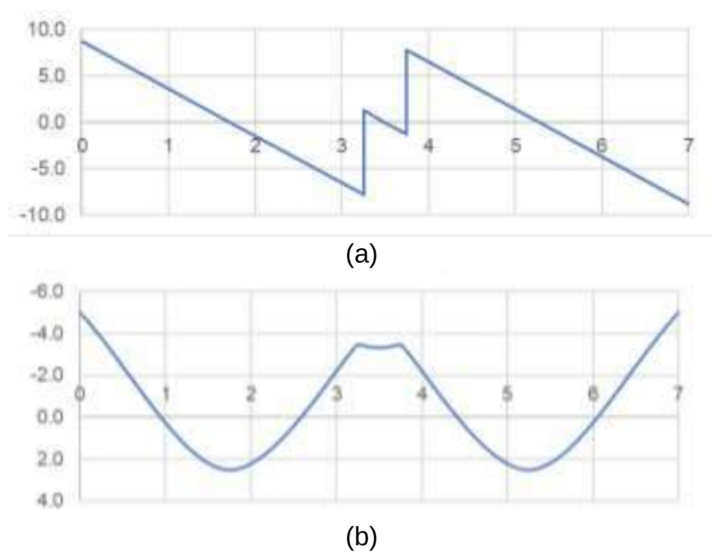


Figura 14 Diagramas de corte y momento obtenidos con fórmulas; a) Diagrama de Cortante; b) Diagrama de Momento Flector**.**

- **Prediseño del elemento de enlace**

Para el prediseño del elemento de enlace se determina el cortante y momento último, en la sección del enlace, debido a la combinación de cargas descrita en 32, la misma se puede definir con las nomenclaturas de la ecuación 34 para hacer referencia a $V_{Link_{Sismo}}$ al cortante en el elemento Link debido al sismo y $V_{1.2\cdot CM+CV}$ hace referencia al cortante en el elemento Link debido a cargas gravitacionales. De manera similar se definen las variables para el momento flector en el elemento Link como M_{Link} y la ecuación 35 describe la combinación de estados de carga para determinar el momento flector.

$$V_{Link} = V_{Link_{Sismo}} + V_{1.2\cdot CM+CV} \tag{34}$$

$$V_{Link} = 13.1 + 7.8$$

$$\boldsymbol{V_{Link} = 20.9\ T}$$

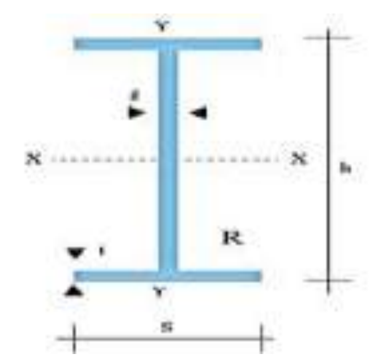
$$M_{Link} = M_{Link_{Sismo}} + M_{1.2\cdot CM+CV} \tag{35}$$

$$M_{Link_{Sismo}} = V_{Link} \cdot \frac{e}{2} \tag{36}$$

$$M_{Link} = \left(13.1 \cdot \frac{0.5}{2}\right) + 3.5$$

$$\boldsymbol{M_{Link} = 6.7\ T \cdot m}$$

Una vez obtenidos el cortante y momento flector actuantes en el elemento de enlace (Link), se procede al predimensionamiento de elementos por lo que se asume la sección IPE300 y se determina el momento y cortante plástico de la sección.



Datos de la sección		
IPE 300		
s =	**150**	mm
h =	**300**	mm
g =	7.1	mm
t =	10.7	mm

Fy =	2530	kg/cm^2
phi =	0.9	

Figura 15 Sección IPE300**.**

$$Mp = Z \cdot Fy = 602.1cm^3 \cdot 2531.05\frac{Kg}{cm^2} \cdot \frac{1\,T}{1000\,Kg} \cdot \frac{1m}{100cm} \qquad (37)$$

$$\boldsymbol{Mp = 15.24\,Tm}$$

$$Vp = 0.6 \cdot Fy \cdot Aw \qquad (38)$$

$$Vp = 0.6 \cdot 2531.05\frac{Kg}{cm^2} \cdot (300 - 2 \cdot 10.7)mm \cdot 7.1mm \cdot \left(\frac{1cm}{10mm}\right)^2 \cdot \frac{1T}{1000\,Kg}$$

$$\boldsymbol{Vp = 30.04\,T}$$

En base a la longitud del enlace, se determina el factor para conocer si es un enlace puede fluir en corte, en flexión o una combinación de estas acciones.

$$Factor = \frac{e}{Mp/Vp} = \frac{0.5}{15.24/30.04} \qquad (39)$$

$$\boldsymbol{\frac{e}{Mp/Vp} = 0.99}$$

Dado que el Factor es 0.99 menor que 1.6 entonces la fluencia es por corte; el enlace se denomina como un elemento corto y considerando que la rotación máxima que puede alcanzar el enlace es 0.08 rad. La capacidad a corte se determina igual al corte plástico, y la capacidad a flexión es igual al momento plástico multiplicado por el factor $\emptyset = 0.90$. En la tabla 7 se presenta un resumen de la demanda (D) y la capacidad (C) del enlace, también se presenta la relación D/C, la misma que es menor a 1.

Tabla 7 Propiedades de la sección IPE300

$Mu\ =$	6.7	Tm
$\boldsymbol{\emptyset \cdot Mn\ =}$	**13.7**	$\boldsymbol{Tm}$
D/C Flexión =	**0.49**	
$Vu\ =$	20.9	T
$\boldsymbol{\emptyset \cdot Vn\ =}$	**27.0**	$\boldsymbol{T}$
D/C Corte =	**0.77**	

Una vez determinadas las características de demanda y capacidad se deben tomar en cuenta que el prediseño de la viga fuera del enlace, de los arriostramientos y las columnas se basa en la filosofía del diseño por capacidad, es decir, asumiendo que el elemento de enlace desarrollará la fluencia y disipación de energía mientras los otros elementos deben mantenerse esencialmente elásticos para este nivel de fuerzas (Figura 16). Las fuerzas debido a la fluencia del enlace sustituirán a la carga sísmica en las combinaciones de carga para el análisis.

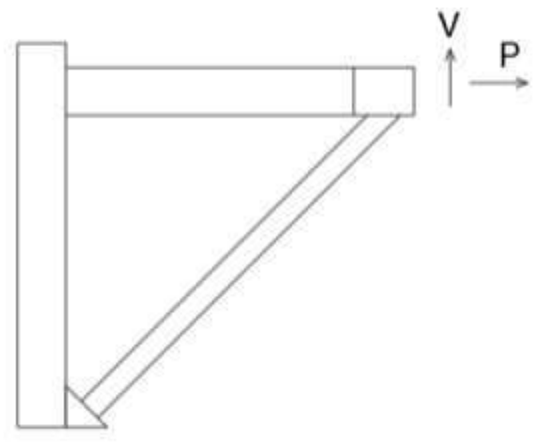


Figura 16 Caso especial de análisis para el diseño por capacidad**.**

Para cumplir con este principio la normativa recomienda diseñar la viga fuera del enlace para un cortante máximo probable en el enlace que se describe en la ecuación 40. La reducción del factor 0.88 se fundamenta en que la losa podría contribuir en la capacidad de la viga fuera del enlace. Para el diseño de las diagonales se determina el cortante máximo probable del enlace con la ecuación 41.

$$V_{MP} = 0.88 \cdot \left(1.25 \cdot Ry \cdot V_{n_{LINK}}\right) = 1.1 \cdot Ry \cdot V_{n_{LINK}} \tag{40}$$

$$V_{MP} = 1.25 \cdot Ry \cdot V_{n_{LINK}} \tag{41}$$

Además, se asume que existirá una fuerza axial en el enlace P_{MP}, como se indica en la ecuación 42.

$$P_{MP} = \frac{V_{MP} \cdot L}{2 \cdot H} \tag{42}$$

Para el prediseño de las columnas se puede asumir de manera conservadora que todos los enlaces van a alcanzar el cortante máximo probable de la ecuación 40 (Figura 17), incluyendo el factor 0.88 debido a que es poco probable que todos los enlaces, de todos los niveles, ingresen al rango inelástico.

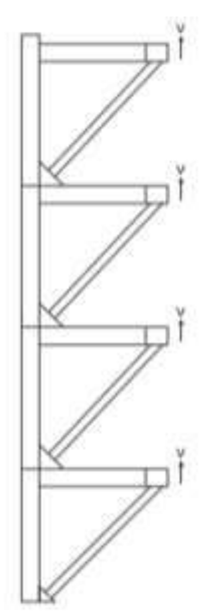


Figura 17 Caso especial de análisis para el diseño por capacidad de las columnas**.**

- **Prediseño de la viga fuera del enlace**

El diagrama de cuerpo libre para el análisis de fuerzas en los elementos se muestra en la Figura 18.

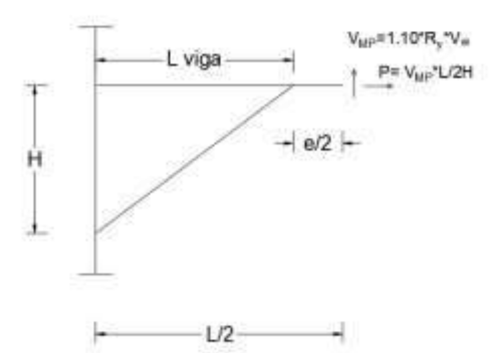


Figura 18 Diagrama de cuerpo libre para el prediseño de la viga fuera del enlace.

El momento flector ($\boldsymbol{M_{Emh_{Viga}}}$) y la carga axial ($\boldsymbol{P_{Emh_{Viga}}}$) en la viga se pueden encontrar mediante las ecuaciones 48 y 49 respectivamente. El factor Fd_{Viga} permite determinar la fracción del momento que debe ser resistido por la viga, las variables auxiliares se pueden determinar con las ecuaciones 43 a 47.

$$S_{viga} = \frac{E \cdot I_{xx_{Viga}}}{L_{viga}} \tag{43}$$

$$L_{viga} = \frac{L - e}{2} \tag{44}$$

$$S_{Diag} = \frac{E \cdot I_{xx_{Diag}}}{L_{Diag}} \quad (45)$$

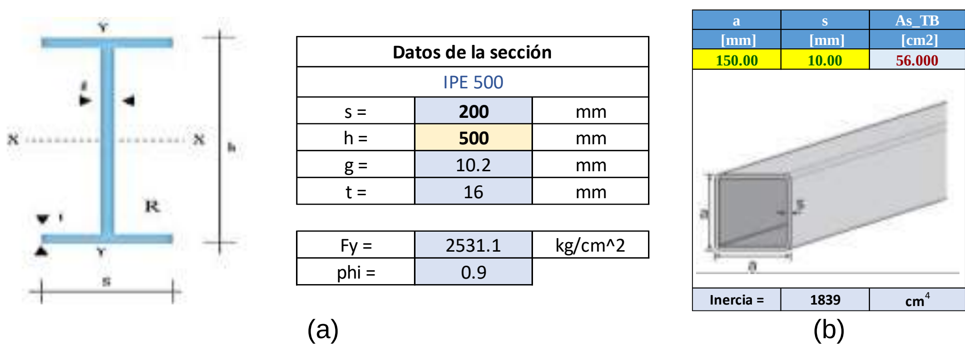
$$Fd_{Viga} = \frac{S_{viga}}{S_{viga} + S_{Diag}} \quad (46)$$

$$M_{enlace} = V_{MP} \cdot \frac{e}{2} \quad (47)$$

$$\boldsymbol{M_{Emh_{Viga}} = Fd_{viga} \cdot M_{enlace}} \quad (48)$$

$$\boldsymbol{P_{Emh_{Viga}} = P_{MP} = \frac{V_{MP} \cdot L}{2 \cdot H}} \quad (49)$$

Donde S_{viga} y S_{Diag} son las relaciones entre el módulo de elasticidad, la inercia del elemento respecto a la longitud de la viga y la diagonal respectivamente. Para los cálculos se asume la sección de viga IPE 500, cabe destacar que el elemento de enlace tiene dimensiones distintas, y para las diagonales se estima la sección cuadrada de acero con dimensiones 150mm x 150mm x 10mm (Figura 19).



(a) (b)

Figura 19 a) IPE500; b) TB 150mm x 150mm x 10mm**.**

En la tabla 8 se indica las solicitaciones y la capacidad a flexión, corte, axial y acciones combinadas flexión-axial, se corrobora que la sección IPE500 es adecuada para a viga fuera del enlace.

Tabla 8 Demanda versus Capacidad de la viga fuera del enlace

$Mu = M_{Emh_{Viga}} + M_{1.2CM+CV} =$	44.1	Tm
$\emptyset \cdot Mn = \emptyset \cdot Mp =$	48.0	Tm
D/C Flexión =	**0.92**	
$VP = V_{MP} =$	43.0	T
$\emptyset \cdot Vn = \emptyset \cdot Vp =$	65.2	T
D/C Corte =	**0.66**	
$Fcr =$	24982	$\frac{T}{m^2}$
$Pu = P_{Emh_{Viga}} =$	41.8	T
$\emptyset \cdot Pn =$	251.2	T
D/C Axial =	**0.17**	
D/C Flexión - Axial =	**1.00**	

- **Prediseño de las diagonales**

En esta etapa para las diagonales se asume que la solicitación a flexión ($\boldsymbol{M_{Emh_{Diag}}}$) y axial ($\boldsymbol{P_{Emh_{Diag}}}$) se determina con las ecuaciones 50 y 51, es importante notar que para las secciones impuestas de viga y diagonal, la inercia de la viga es muy superior a la de la diagonal y por ende la solicitación a flexión en la diagonal es pequeña.

$$Fd_{Diag} = \frac{S_{Diag}}{S_{viga} + S_{Diag}} \quad (50)$$

$$\boldsymbol{M_{Emh_{Diag}} = Fd_{Diag} \cdot M_{enlace}} \quad (51)$$

$$\boldsymbol{P_{Emh_{Diag}} = P_{MP} \cdot cos(\theta) + V_{MP} \cdot sen(\theta)} \quad (52)$$

En la tabla 9 se indica las solicitaciones y la capacidad a flexión, axial y acciones combinadas flexión-axial, se corrobora que la sección de la diagonal es adecuada. En esta etapa de prediseño la solicitación a flexión y axial debido a las cargas gravitacionales en la diagonal no se consideran.

Tabla 9 Demanda versus Capacidad de la diagonal

$Mu = M_{Emh_{Viga}} + M_{1.2CM+CV} =$	1.2	Tm
$\emptyset \cdot Mn = \emptyset \cdot Mp =$	6.7	Tm
D/C Flexión =	**0.18**	
$Fcr =$	17550	$\frac{T}{m^2}$
$Pu = P_{Emh_{Viga}} =$	68.0	T
$\emptyset \cdot Pn =$	88.5	T
D/C Axial =	**0.77**	
D/C Flexión - Axial =	**0.93**	

- **Prediseño de las columnas**

Para prediseñar la columna más cargada ante cargas gravitaciones en planta baja, en este caso la columna del eje B, se calcula la carga axial en función del área colaborante de la columna de la Figura 10 y de las cargas gravitatorias antes definidas. La expresión 53 permite realizar la sumatoria de la carga de cada piso.

$$Pu = \sum_{i=1}^{num\ pisos} (1.2 \cdot CMi + 1.0 \cdot CVi) \cdot \left(L_{colaborante} \cdot \frac{L_{viga\ izquierda} + L_{viga\ derecha}}{2}\right) \quad (53)$$

El valor resultante es $Pu = Pu_{1.2CM+CV} = 154.66\ (T)$. Para el estado de carga de sismo se considera la carga axial $\boldsymbol{P_{Emh_{Col}}}$ con la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{P_{Emh_{Col}}} = \sum_{i=1}^{num\ pisos} V_{MPi} \quad (54)$$

Donde V_{MP} es el cortante máximo probable de los enlaces en cada piso, se determina su valor con la ecuación 52.

Los valores de la demanda y capacidad de la columna se resumen en la tabla 10 (se asume una sección HEB 400 para la columna), para la capacidad axial se asume la relación de esbeltez de 60, se corrobora que la sección impuesta puede ser adecuada en la etapa de prediseño.

Tabla 10 Demanda versus Capacidad de la columna

$Fcr\ =$	21057	$\frac{T}{m^2}$
$Pu\ = Pu_{1.2CM+CV} +\ P_{Emh_{Viga}} =$	282.3	T
$\emptyset \cdot Pn\ =$	403.3	T
D/C Axial =	**0.70**	

A continuación, se verifica la relación entre momentos nominales probables de columna $\sum M\dot{p}c$ versus vigas $\sum M\dot{p}v$ que convergen a una misma junta.

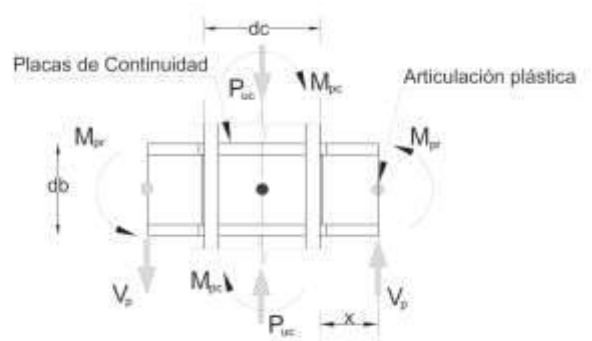


Figura 20 Nudo de una columna interior de un pórtico. NEC-SE-AC 2015.

En el artículo de Cagua et al. 2021 se demuestra relaciones aproximadas para cumplir con esta relación en base al módulo plástico de las secciones $\boldsymbol{Z}$**,** para columnas este se entenderá como *Zcol* y para vigas como *Zviga*, y el esfuerzo de fluencia del material $\boldsymbol{Fy}$. El nudo viga-columna de nivel 1, en el eje B, las secciones de los elementos se indican en la Figura 21 y se analizan de la siguiente manera.

$$\frac{\sum M\dot{p}c}{\sum M\dot{p}v} \geq 1.0 \quad (55)$$

$$\frac{\sum 0.7 \cdot Zcol \cdot Fy}{\sum 1.15 \cdot Fy \cdot Zviga} \geq 1.0$$

$$\frac{\sum Zcol}{\sum Zviga} \geq 1.64$$

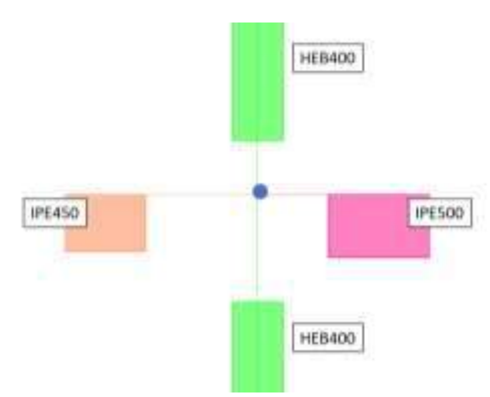


Figura 21 Conexión viga-columna.

La relación de la capacidad de las columnas versus la relación de capacidad de las vigas, en función de los módulos plásticos de sección de estos elementos, se indica en la tabla 11. En esta tabla se observa que esta relación es 1.87 mayor a 1.64, por lo tanto, se asume que las secciones impuestas son adecuadas para proceder con el análisis.

Tabla 11 Relación aproximada viga-columna nudo de análisis

$Zcol_{HEB400} =$	21057	cm^3
$Zviga_{IPE450} =$	1238.3	cm^3
$Zviga_{IPE500} =$	2107.3	cm^3
Z_cols / Z_vigas =	**1.87**	***ok***

El análisis se desarrollará con secciones similares a las presentadas en Cagua et al. 2021 y únicamente se modifica algunos elementos de vigas y diagonales como se muestra en la Figura 22, el pórtico corresponde a un sistema dual compuesto por elementos resistentes a momento y diagonales excéntricas.

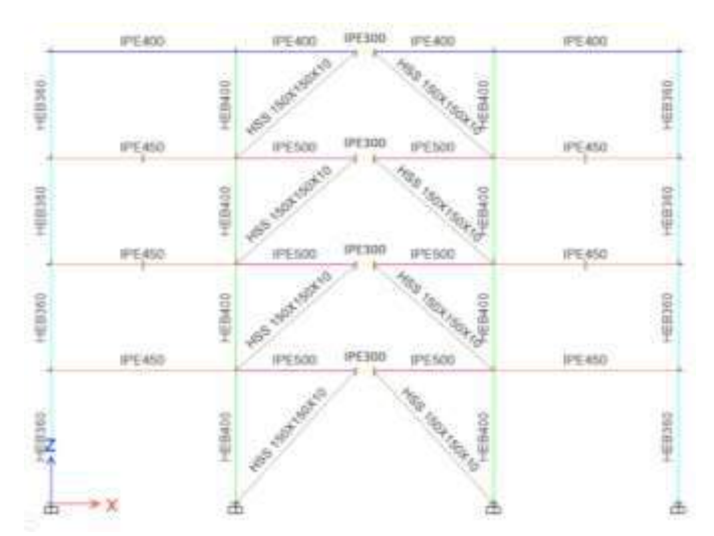


Figura 22 Secciones del pórtico con base en un prediseño.

Las siguientes propiedades de material corresponden a las del acero ASTM A36, Fy = 36 ksi, Fu = 58 ksi y E = 29000 Ksi. Las dimensiones de las columnas y vigas se definen en la Tabla 12, donde la identificación del color es consistente con la Figura 23.

Tabla 12 Descripción de las secciones de los elementos estructurales.

	Color	Elemento	Dimensiones (mm) **d** x **b** x **tf** x **tw**
tf, tw, d, b		Columnas HEB400	400x300x24x13.5
		Columnas HEB360	360x300x22.5x12.5
		Vigas IPE500	500x200x16.0x10.2
		Vigas IPE450	450x190x14.6x9.4
		Vigas IPE400	400x180x13.5x8.6
		Vigas IPE300	300x150x10.7x7.1

	Color	Elemento	Dimensiones (mm) **a** x **e**
a, e, a		Diagonales HSS 150X150X10	150x10

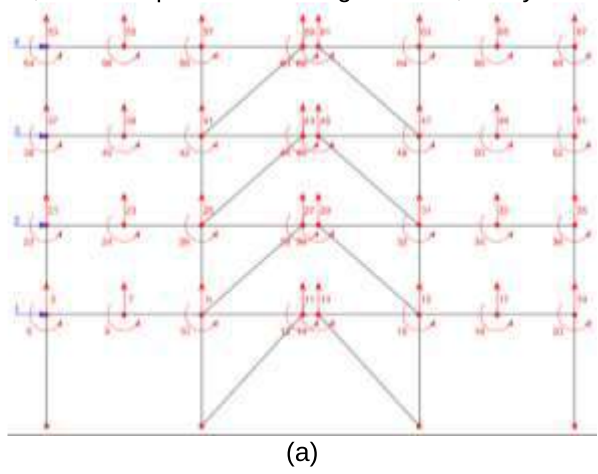
5. MODELACIÓN CON *CEINCI-LAB*

Como se ejemplifica en Cagua et al, 2021 (1,2), para corroborar el prediseño se requiere un análisis numérico global de la estructura. Es necesario aplicar una metodología de análisis sísmico para determinar desplazamientos, derivas, fuerzas y cortante en cada piso; posteriormente verificar que las derivas sean menores a los límites permitidos por la NEC-15, para este caso debe ser menor a 2%; con las fuerzas en los pisos y con las cargas muertas y vivas se debe realizar un análisis estático para cada estado de carga, recordando que el efecto del sismo es bidireccional y con ello se obtienen las combinaciones de carga para calcular la envolvente de las solicitaciones (Demanda "D"). Posteriormente se debe determinar la capacidad axial, a corte, y flexión de los elementos, es importante conocer que las acciones a flexión y axial están interrelacionadas. Con estos valores se calcula la relación Demanda versus Capacidad "D/C" y se verifica que sea menor a 1. Además, en pórticos con arriostramientos excéntricos se debe realizar el diseño por capacidad, es decir reemplazar a los elementos de enlace con las fuerzas esperadas, que viene a ser el cortante máximo probable que

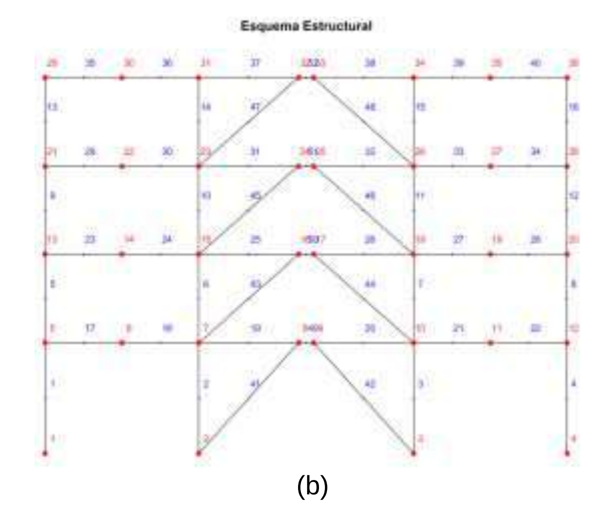
pueden llegar a desarrollan en función de la longitud del elemento. Estos efectos reemplazan al sismo, que en conjunto con las cargas muerta y viva en base a las combinaciones de carga, se debe verificar que la D/C sea menor a 1 para asegurar un comportamiento de enlace débil, viga y riostras fuertes y columna mucho más fuerte. Finalmente se verifica la conexión viga/columna.

Los códigos del programa **CEINCI-LAB** para incluir diagonales con excentricidad en la viga central en el análisis han sido explicado en el trabajo de titulación de Romero (2020). En este artículo se presentará la metodología de análisis y se describirá con detalle las nuevas funciones de **CEINCI-LAB** para el diseño de pórticos con arriostramientos excéntricos.

En color rojo de la Figura 23d se muestra la parte adicional del código para incorporar diagonales en V invertida en los marcos 2, 5, 8 y 11 (variable **mar_Enlace**), estos marcos son los presentados en la Figura 23c. Las rutinas **dibujo, dibujogdl, dibujoNudElem, dibujovanos** permiten graficar el esquema estructural; los grados de libertad en cada nudo y la numeración de nudos y elementos, además de la numeración de los vanos del pórtico en los que se puede colocar diagonales, esto se aprecia en las Figuras 23a, 23b y 23c.



(a)



(b)

(c)

Código del programa principal, parte 1:

```
%% ............................ GEOMETRÍA DEL PÓRTICO ..............................
sv =[5.00;7.00;5.00]; %Ingresar un vector con la longitud de vanos en (metros)
Long_Piso=5*2+7.0; % Longitud (m)
Ancho_Col=6; % Ancho colaborante
sp =[3.6;2.88;2.88;2.88]; %Ingresar un vector con la altura de pisos en (metros)
np = length(sp); % Número de pisos
Long_Enlace=0.5; % Longitud del elemento de enlace en metros
mar_Enlace=[2;5;8;11];%Número del marco con enlaces
num_Enlaces=size(mar_Enlace,1);
CM=[0.5;0.5;0.5;0.35]*Ancho_Col; % Carga muerta T/m en cada piso
CV=[0.25;0.25;0.25;0.1]*Ancho_Col; % Carga viva T/m en cada piso
Porc_viva=0.25; % Fracción de carga viva para el peso reactivo sísmico
(W=D+Porc*L)
%% Rutinas para generar la geometría del Pórtico
[nv,np,nudt,nudcol,nudvg,nod,nr]=geometria_3nudos_viga(sv,sp,mar_Enlace);
[X,Y]=glinea_portico_3nudos_viga(nv,np,sv,sp,nod,nr,Long_Enlace,mar_Enlace);
[NI,NJ]=gn_portico_3nudos_viga(nr,nv,np,nudt,nudcol,nudvg,mar_Enlace);
%% Incorporación de las diagonales
num_mar=length(mar_Enlace);
[NI2,NJ2]=geometria_3nudos_diagonales(nr, nv, np, nudt, mar_Enlace);
[NI,NJ]=gn_portico3(NI,NJ, NI2,NJ2);
[NI,NJ,Vigas_Interme]=rutina_paso_numeracion3(NI,NJ,nv,np,nudcol,nudvg,
mar_Enlace);
[CG,ngl]=cg_sismo2(nod,nr,Y); %Calcula los grados de libertad análisis sísmico
for i=1:np
qp(i,1)=-(CM(i,1)+(Porc_viva*CV(i,1))); % Carga distribuida en vigas en cada piso
T/m
end

%% ......................... DIBUJO DE LA ESTRUCTURA 2D............................
%dibujo(X,Y,NI,NJ)           %Dibujo de estructura
dibujogdl(X,Y,NI,NJ,CG)      %Dibujo de grados de libertad para análisis sísmico
dibujoNudElem(X,Y,NI,NJ,CG)  %Dibujo de estructura con numeración de nudos y
```

```
elementos
dibujovanos(sv,sp);
```

(d)

Figura 23 Datos geométricos y restricciones del pórtico de análisis; a) Grados de libertad para análisis sísmico; b) Numeración de nudos y elementos**;** c) Numeración de vanos; d) Código de ***CEINCI-LAB*** con datos de geometría y cargas**.**

Los tipos de secciones para columnas y vigas se asignan en la matriz **Sec_VG_COL** que contiene en cada fila un tipo de sección, además, en la primera columna de cada fila se indica el tipo de sección, seguido de las dimensiones del elemento; las dimensiones son peralte, **d**; espesor del alma, **tw**; ancho del patín superior, **bs** e inferior **bi**; espesor de los patines superior **tfs** e inferior **tfi**.

Para designar cada sección a un elemento se debe tener en cuenta la numeración de estos. En la Figura 23b se muestra la numeración del pórtico. La matriz **Elem_Sec_VG_COL** permite asignar el tipo de sección y el elemento al que se le desea dar esta sección, colocando, en la primera columna el tipo de sección y en la columna siguiente el número de elemento al cual se asignara la misma. El código de ***CEINCI-LAB*** se expone en la Figura 24.

Las secciones de diagonales se consideran en base a las propiedades de estas. Para calcular las propiedades de área, inercia y modulo plástico de la sección se utiliza la función **Geom_acero** que requiere de datos Sec_Col, que contiene: Material=1 para acero; Type=3 para sección tubular; d, tw, bs, bi, tfs, tfi las dimensiones del perfil; Lon es la longitud del elemento que se puede considerar como 3.0 aunque no es relevante en el cálculo; cpc es 1 si se trata de una conexión precalificada. **Geom_acero** calcula algunas propiedades de la sección que no se asignara a ninguna variable y por ello se tiene el símbolo **~,** mientras que, en los espacios correspondiente al Z, A, I se tienen variables.

Las variables de interés se asignan a los elementos en base a **Seccion_Diag, Z_Diag, Dimensiones_Diag,** estas matrices se componen de 5 columnas cada una; en la primera columna se coloca el número del elemento, al que se asignaran las propiedades en las columnas 2 y 3 de la matriz, (la numeración de los elementos se indica en la Figura 23b), la cuarta columna indica cuantos elementos adicionales tienen la misma propiedad y los siguientes elementos que secuencia de numeración tienen, por ejemplo se requiere asignar las propiedades tipo 1 al elemento 41 y adicionalmente a los elementos 42, 43 y 44 (secuencia de 1 en 1).

Código del programa principal, parte 2:

```
%% ................................ SECCIONES .....................................
% Propiedades del material
Fy=25310.505;   % Esfuerzo de fluencia, T/m2
Es=20389019.16; % Módulo de elasticidad, T/m2
Fu=40778.036;   % Esfuerzo último, T/m2
```

```
Ry = 1.3; % Factor de Fluencia Probable (Ry) depende del acero para A36
Ry=1.3
%Uso_Conexion = # % Conexion Precalificada RBS 1, Conexion
Precalificada diferente que RBS 2, No Precalificada 3.
Uso_Conexion = 1;
Materiales = [Fy, Fu, Es, Uso_Conexion];

% Sec_VG_COL = Elementos I =[tipo#, d,tw,bs,bi,tfs,tfi]... En milimetros!!
% https://www.importaceros.com/ecuador-quito/viga-heb/

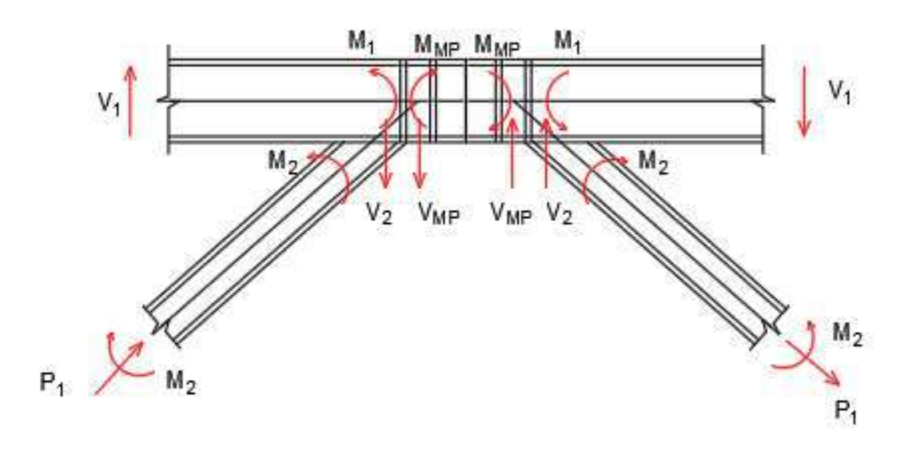
Sec_VG_COL=[ 1 400, 13.5, 300,  300,  24.0,  24.0; % Tipo 1 HEB 400
             2 360, 12.5, 300,  300,  22.5,  22.5; % Tipo 2 HEB 360
             3 450,  9.4, 190,  190,  14.6,  14.6; % Tipo 3 IPE 450
             4 500, 10.2, 200,  200,  16.0,  16.0; % Tipo 5 IPE 500
             5 400,  8.6, 180,  180,  13.5,  13.5; % Tipo 5 IPE 400
             6 300,  7.1, 150,  150,  10.7,  10.7; % Tipo 5 IPE 300
             7 100,    1,    1,    1,     1,     1;]; % Es para diagonales *No
real la sección colocada, únicamente es para generar los elementos

% Elem_Sec_VG_COL = ["tipo# respecto de Sec_VG_COL", Identificador de
los elementos]
Elem_Sec_VG_COL=[1  2,  6, 10, 14,   0,  0;
                 1  3,  7, 11, 15,   0,  0;
                 2  1,  5,  9, 13,   0,  0;
                 2  4,  8, 12, 16,   0,  0;
                 3 17, 18, 21, 22,  23, 24;
                 3 27, 28, 29, 30,  33, 34;
                 4 19, 20, 25, 26,  31, 32;
                 5 37, 38,  0,  0,   0,  0;
                 5 35, 36, 39, 40,   0,  0;
                 6 49, 50, 51, 52,   0,  0;
                 7 41, 42, 43, 44,  45, 46;
                 7 47, 48,  0,  0,   0,  0];
```

Figura 24 Código de ***CEINCI-LAB*** con datos de materiales y secciones**.**

En base a la función **gelem_portico** se construye una matriz de 2 columnas, en las que se ordena las propiedades de interés de los elementos.

En la Figura 25b se describe el código para ingresar las secciones de las riostras y en la variable **Tconex** se define que, si la riostra trabaja axialmente, este valor es cero; caso contrario estará sometida a efectos de flexión y axial. En pórtico con arriostramientos excéntricos se recomienda conexiones de las riostras a la viga que permitan transmitir parte del momento flector a estos elementos, como se indica en la Figura 25a.



(a)

Código del programa principal, parte 3:

```
%% ................................ SECCIÓN DIAGONALES ................................
% Diagonales tipo 1 TC 150x150x10 mm
Material=1;Type=3;d=150/1000;tw=10/1000;bs=d;bi=bs;tfs=tw;tfi=tw;
%Geometría de la Diagonal
cpc=1;          % Conexión precalificada
Lon=3.0;        % Longitud se requiere para calcular curvaturas
Sec_Col=[Material,Fy ,Fu,Es,Type,d,tw,bs,bi,tfs,tfi];
[~,~,~,~,Z,A,I,~,~,~,~,~,~,~]=Geom_acero(Sec_Col,Lon,cpc);
A_Diag1 = A;     % Área de la seccion transversal
I_Diag1 = I;     % Inercia de la seccion transversal
h_Diag1=d-2*tw;  % Altura de la diagonal para relación de aspecto
tw_Diag1=tw;     % Espesor del alma para relación de aspecto
z_Diag1=Z;       % Módulo plástico de la diagonal

% Diagonales tipo 2 TC 150x150x10 mm
Material=1;Type=3;d=150/1000;tw=10/1000;bs=d;bi=bs;tfs=tw;tfi=tw;
%Geometría de la Diagonal
cpc=1;          % Conexión precalificada
Lon=3.0;        % Longitud se requiere para calcular curvaturas
Sec_Col=[Material,Fy ,Fu,Es,Type,d,tw,bs,bi,tfs,tfi];
[~,~,~,~,Z,A,I,~,~,~,~,~,~,~]=Geom_acero(Sec_Col,Lon,cpc);
A_Diag2 = A;     % Área de la seccion transversal
I_Diag2 = I;     % Inercia de la seccion transversal
h_Diag2=d-2*tw;  % Altura de la diagonal para relación de aspecto
tw_Diag2=tw;     % Espesor del alma para relación de aspecto
z_Diag2=Z;       % Módulo plástico de la diagonal

Seccion_Diag=[41 A_Diag1 I_Diag1 3 1;
            45 A_Diag2 I_Diag2 3 1]; % SECCION=[i, base, altura, nig,ii]
```

```
Z_Diag=[41 z_Diag1 0 3 1;
      45 z_Diag2 0 3 1]; % SECCION=[i, z_Diag1, 0, nig,ii]

Dimensiones_Diag=[41 h_Diag1 tw_Diag1 3 1;
             45 h_Diag2 tw_Diag2 3 1]; % Dimensiones_Diag=[i, h o Diametro,
espesor, nig,ii]

[ELEM_DIAG]=gelem_portico(Seccion_Diag); %
ELEM_DIAG=[Area_Diagonales,Inercia Diagonales]
[ELEM_Z_Diag]=gelem_portico(Z_Diag);    % Matriz con modulos plastico
de diagonales


Tconex=1; % Tipo de conexión de las diagonales (0 = articulada  //  1 = a
momento)

[num_Mar_Diag,variable]=size(mar_Enlace); %   Número de marcos con
diagonales
for u=1:num_Mar_Diag
num_viga(u,1)=nudcol+2*mar_Enlace(u,1)-1;
num_viga(u,2)=nudcol+2*mar_Enlace(u,1);
end
```

(b)

Figura 25 Análisis del enlace en ***CEINCI-LAB;*** a) Diagrama de cuerpo libre en el enlace; b) Código de ***CEINCI-LAB*** con datos de materiales y secciones**.**

Para el análisis sísmico se consideran los parámetros presentados en la Figura 26, en este caso la función **Analisis_Sismico_Porticos_Diag_Excentricas** permite calcular las matrices de masa, rigidez, periodos de cada modo de vibración (modelo de 1 grado de libertad por piso), periodo con la ecuación de la NEC-15, cortante, fuerzas laterales, derivas y desplazamientos inelásticos de cada piso. La función se denomina **Diag_Excentricas** debido a que tiene diagonales con una excentricidad.

Código del programa principal, parte 5:

```
%% ............................ CALCULOS SISMICOS ..............................
% Espectro de diseño NEC 15
is=4; % Suelo D
iz=5; % Zona sísmica 5 = 0.4g
ip=2; % Region Sierra
Importancia = 1.0; % Factor de importancia
R = 6; % Factor de reduccion de la fuerza sismica
Cd = 5; % ASCE 7 - 16 SCBF Tabla 12.2-1
omega=2; % Factor de Sobre resistencia SCBF( ASCE 7-16 Tabla 12.2-1 )
Dibujar = 1; % 1 para dibujar el espectro // 2 no dibujar
fip=1;fie=1.0; % Factores de planta y elevacion
zeda=0.05; % Amortiguamiento
Tipo_Estr =2; %1 estructuras de acero sin arriostramiento; 2 con arriostramiento
            % 3 estructuras de hormigón sin muros ni diagonales; 4 con
            % muros y diadonales rigidizadoras y estructuras basadas en
            % estos
% Tipo_Estr =1 Acero sin arriostramientos // Tipo_Estr =2 Acero con
arriostramiento
% Tipo_Estr =3 Hormigon armado sin arriostramientos // Tipo_Estr =4  Hormigon
armado con arriostramiento
Espectro=[is iz ip Importancia R fip fie zeda Tipo_Estr Dibujar]; % Datos para el
espectro NEC 15

%% ............................ ANALISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA
................................
[M_Masa, M_Rigidez_Sis, T, T_Nec, Cort_Sis, Fuerzas_Sis, Derivas,
Desp_Inelast]=Analisis_Sismico_Porticos_Diag_Excentricas(sv,sp,mar_Enlace,Lo
ng_Enlace,qp,Sec_VG_COL,Elem_Sec_VG_COL,ELEM_DIAG,Materiales,Espectr
o,Tconex);

%% ..................................... PERIODOS ................................................
disp('Los periodos de vibración en segundos con CEINCI-LAB son:')
T % seg
disp('El periodo de vibración fundamental en segundos NEC 15 es:')
T_Nec % seg
```

Figura 26 Código de ***CEINCI-LAB*** para análisis sísmico**.**

La matriz de rigidez se muestra a continuación, se puede observar que la dimensión de esta matriz es de 4x4 debido a que se considera un modelo simplificado de 1 grado de libertad por piso, entonces la matriz de rigidez de la estructura con los grados de libertad indicados en la Figura 23a se condensa en los grados de libertad principales (los horizontales):

$$K = \begin{bmatrix} 63825 & -41460 & 4902.3 & 533.76 \\ -41460 & 74878 & -41583 & 4588.8 \\ 4902.3 & -41583 & 69559 & -32295 \\ 533.76 & 4588.8 & -32295 & 27215 \end{bmatrix}$$

La matriz de masa también tiene dimensión 4x4 debido a que el modelo concentra la masa del piso en un punto, es decir una masa en cada nivel.

$$M = \begin{bmatrix} 5.85 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 5.85 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5.85 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.90 \end{bmatrix}$$

El periodo fundamental de vibración calculado con la matriz de masa y rigidez es de 0.26 segundos, que es inferior al límite de 1.3 veces el periodo de la NEC 15. En la Figura 27 se puede visualizar el espectro elástico de diseño de color azul y de color verde el espectro reducido por el factor R, además la línea vertical de color rojo representa el periodo fundamental de vibración y las otras líneas de color gris son los otros periodos de vibración.

La función de ***CEINCI-LAB*** permite calcular los desplazamientos y derivas inelásticas de cada piso, para la deriva se emplea la ecuación 56, considerando la variable $Factor = 1$, esto de manera conservadora para estructuras metálicas, también el usuario puede modificar la rutina si desea considera $Factor = 0.75$ como lo indican algunas normativas.

$$\Delta m = \text{Factor} \cdot \Delta e \cdot R \tag{56}$$

$$\Delta e = \frac{Despl.Rel._{(n)}}{h} \tag{57}$$

Donde $\boldsymbol{\Delta m}$ es la deriva inelástica para cada piso, este valor debe ser menor a 0.02 para pórticos de acero NEC-15 (2015); **R** es el factor de modificación de la respuesta sísmica; $\boldsymbol{\Delta e}$ es la deriva elástica para cada piso; $\boldsymbol{Despl.Rel._{(n)}}$ es el desplazamiento de cada piso obtenido con la aplicación de fuerzas laterales; **h** es la altura de cada piso.

En la Figura 28 se muestra los resultados de desplazamientos, derivas y cortante en cada piso del pórtico, determinados con el Método Estático Equivalente en la línea de color rojo y la de color azul representa los resultados del Método Modal Espectral en base a la combinación cuadrática completa. Se puede apreciar que las respuestas del método Modal Espectral son inferiores a las respuestas del método Estático Equivalente. El usuario debe escoger con que fuerzas laterales continua el análisis, no obstante, se debe cuidar que la respuesta del análisis Modal Espectral sea superior al 80% del método Estático Equivalente

si el usuario decide emplearlo en los siguientes análisis. En este caso el cortante basal con el método Estático Equivalente es 41.7 T y con el método Modal Espectral es 37.64 T; esto representa 90 % entre un método y otro.

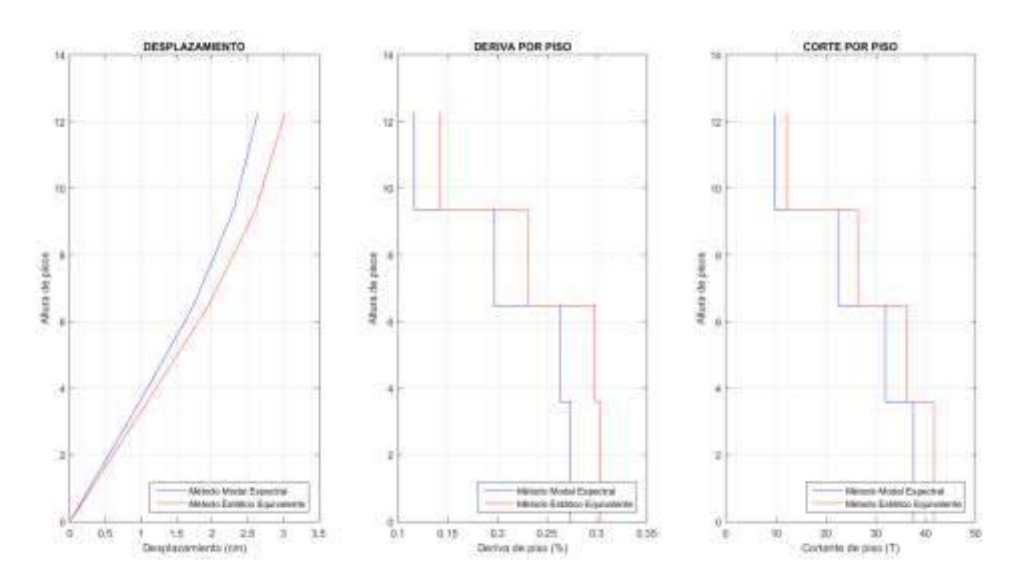


Figura 28 Respuestas del análisis sísmico**.**

La deriva inelástica máxima que se presenta en el segundo piso es 0.3 % y 0.27 % con cada método, en ambos casos es menor al 2% que se tiene como límite en la NEC 15 para pórticos de acero.

Posteriormente se debe calcular el índice de estabilidad de la estructura (θ), esto se relaciona con el efecto P-Delta, es decir con efectos adicionales que pueden causar un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas, esto se debe considerar para la evaluación de la estabilidad estructural ante posible volteo y se determina con la ecuación 58.

$$\theta_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i} \quad (58)$$

Donde **Pi** es la carga axial debido a los estados de cargas muerta y viva, es posible considerar la reducción de cargas vivas como se establece en las normativas, sin embargo, para ser conservadores en ***CEINCI-LAB*** no se considera reducción. Δ_i es el desplazamiento relativo elástico de cada piso, si se considera una conexión RBS debido a la reducción de los patines en las vigas se puede aumentar un 10% estos desplazamientos como lo indica la NEC-SE-AC 2015; $\boldsymbol{V_i}$ es el cortante en cada nivel; $\boldsymbol{h_i}$ es la altura de cada nivel. En la Figura 29 se presenta el código de CEINCI-LAB, la función **Indice_Estabilidad_Sismo_V2** utiliza para el cálculo de la estabilidad las fuerzas y desplazamientos obtenidas con el método Estático Equivalente, esto se define en la variable **Metodo** que es igual a **2** en este caso, si se requiere calcular con el método modal espectral esta variable debería definirse como 1.

Código del programa principal, parte 6:

```
%% ............... ÍNDICE DE ESTABILIDAD .......................................
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15

[Teta, Teta2, Teta_Admisible]=Indice_Estabilidad_Sismo_V2(CM, CV,
Long_Piso, sp, R, Metodo, Cort_Sis, Desp_Inelast, Uso_Conexion); %NEC 15
```

Figura 29 Código para análisis de estabilidad con CEINCI-LAB**.**

Cuando el índice de estabilidad es menor a 0.10 entonces se clasifican los pisos como no susceptibles al volteo; si este índice es superior a 0.3 entonces la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse; cuando se encuentra entre 0.1 y 0.3 se debe calcular un factor $f_{P-\Delta}$ y multiplicar todas las fuerzas laterales por este factor.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-\theta} \qquad (59)$$

Siendo θ el mayor valor de los θ_i. A continuación, se muestran los resultados del índice de estabilidad de cada piso de la estructura y se comprueba que es menor a 0.10 en todos los niveles, además, debido a la gran rigidez lateral de la estructura en comparación con pórticos a momentos entonces estos valores son pequeños.

$$\theta = \begin{bmatrix} 0.0049 \\ 0.0040 \\ 0.0026 \\ 0.0013 \end{bmatrix}$$

En esta etapa se puede indicar que las secciones de columnas, vigas y diagonales permiten controlar los desplazamientos laterales de manera adecuada, entonces se procede a calcular la relación de los módulos plásticos de columnas respecto a vigas que llegan a un mismo nudo, asegurando que sea mayor a 1.64 como se demostró anteriormente. La rutina que calcula esta relación se denomina **relacion_sum_Z_columna_viga** y **dibujo_relacion_sum_Z_columna_viga** permite presentar gráficamente esta relación (Figura 30), es importante mencionar que los códigos sísmicos indican que en el último piso no se requiere cumplir con esta relación de la capacidad de las columnas superior a la capacidad de las vigas.

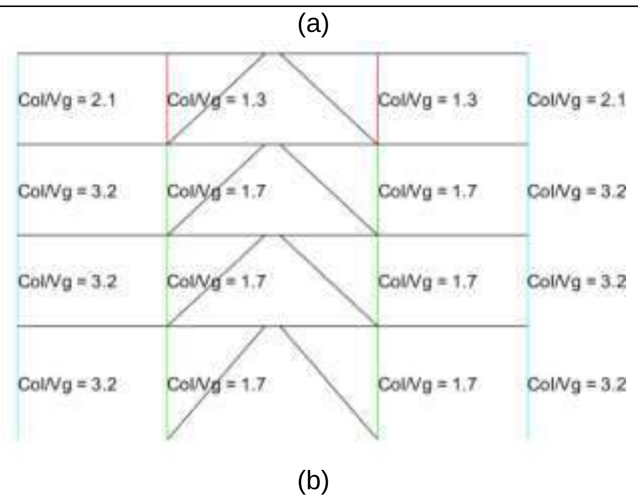
Código del programa principal, parte 7:

```
%% Índice de Columna-Fuerte viga Debil
% .........................
[L,seno,coseno]=longitud(X,Y,NI,NJ); %long. de @elem, seno y coseno
num_Diag_Total =size(mar_Enlace,1)*2;
nuVG_COL_DIAG=nudt+num_Diag_Total;
% Inicio y fin de cada tipo de elemento
```

```
Inic_Fin_COL_VG=[1,nudt-num_Enlaces];
Inic_Fin_DIAG=[Inic_Fin_COL_VG(1,2)+1,Inic_Fin_COL_VG(1,2)+num_Diag_Total];
Inic_Fin_Enlace=[Inic_Fin_DIAG(1,2)+1,nuVG_COL_DIAG];
[Seccion,Elem_Tipo_Prop2,Z_ELEM,th_ELEM]=Diferentes_Vg_COL(nuVG_COL_DIAG,Sec_VG_COL,Elem_Sec_VG_COL,Uso_Conexion,Fy,Es,L);
%Seccion=[ELEMENTO, Área, Inercia, NUMEROS DE ELEMENTOS A CREAR, INCREMETO EN NUMERO DE ELEMENTO]
[ELEM]=gelem_portico(Seccion);

Capacidad_sum_Z_columna_viga=relacion_sum_Z_columna_viga(coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ,Z_ELEM,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL);
dibujo_relacion_sum_Z_columna_viga(X,Y,NI,NJ,Capacidad_sum_Z_columna_viga)
```

(a)



(b)

Figura 30 a) Código de CEINCI-LAB; b) Relaciones de módulos plásticos de columnas para vigas de forma gráfica.

En esta etapa del análisis se comprueba que las secciones de columnas y vigas asignadas al pórtico dual permiten cumplir con los requisitos “viga débil y columna fuerte”, estabilidad global y derivas, por lo tanto, se puede continuar con el análisis estático, es decir aplicar los estados de carga gravitacionales y laterales (sismo) para determinar las fuerzas internas en los elementos.

Para el análisis estático se cambian los grados de libertad y se considera un modelo con 3 grados de libertad por nudo (Desplazamiento en horizontal, vertical y Giro), esto debido a que es un pórtico plano. En la Figura 31a se muestra el código para calcular los grados de libertad con la rutina **cg**, es importante notar que se requiere definir las restricciones en la base de cada columna, para este caso se considera un empotramiento. En la Figura 31b se muestra la numeración de grados de libertad con la función **dibujogdl**. Con este modelo se calcula la matriz de rigidez **KTT** que es la suma de la matriz de rigidez del pórtico **K_ACP** (columnas y vigas) más la matriz rigidez de las diagonales **K_ACD** y el aporte de la rigidez de los elementos de enlace **K_ACE**.

Código del programa principal, parte 8:

```
%% .................................. ANÁLISIS ESTÁTICO ..........................................
% Restricciones de apoyo
aux=length(sv);
for i=1:aux+1
   RES(i,:)=[i 1 1 1];  %Nudos restringidos del pórtico con diagonales
end
[CG,ngl]=cg(nod,nr,RES); %Calcula los grados de libertad 3 por nudo
dibujogdl(X,Y,NI,NJ,CG)  %Dibujo de grados de libertad para análisis estático

[VC]=vc(NI,NJ,CG); %Vector de colocación

%% ............................ MATRIZ DE RIGIDEZ ...............................
%% Matriz de Rigidez
% Contribución de Elementos de Vigas y Columnas
ELEM_ACP=ELEM(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:);
L_ACP=L(:,Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2));
seno_ACP=seno(:,Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2));
coseno_ACP=coseno(:,Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2));
% ... En la union de la viga - columna se libera momentos para hacer una
% conexion a corte que permite grandes rotaciones
VC_ACP=VC(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:);
% ........................
[K_ACP]=krigidez_acero(ngl,ELEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_AC
P,Es); %Matriz de rigidez de columnas y vigas
% Contribución de Elementos Diagonales de Acero
L_ACD=L(:,Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2));
seno_ACD=seno(:,Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2));
coseno_ACD=coseno(:,Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2));
   if Tconex==0
   ELEM_ACD=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),1);
%.................................IMPORTANTE Solo Área
   VC_ACD=VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[1,2,4,5]);
%................IMPORTANTE IGNORO GRADOS DE LIBERTAD DE GIRO

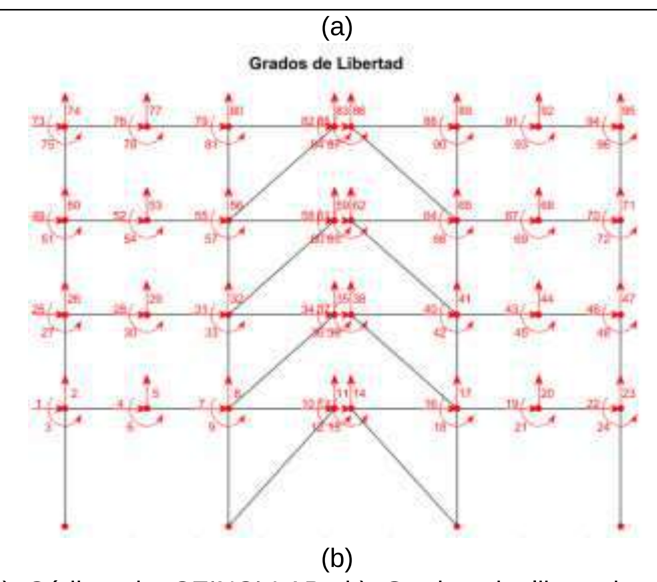
[K_ACD]=krigidez(ngl,ELEM_ACD,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD,Es);

VC_ACD2=[VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[1,2]),0*VC(Inic_Fin_DIAG
(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[3]),VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[4,5]),0*V
C(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),[6])];
   else
   ELEM_ACD=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
%.................................IMPORTANTE Solo Área
   VC_ACD=VC(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
%............IMPORTANTE TODOS LOS GRADOS DE LIBERTAD

[K_ACD]=krigidez_acero(ngl,ELEM_ACD,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_AC
D,Es);
   VC_ACD2=VC_ACD;
   end
```

```
% Contribución de Elementos de Enlace
[ELEME]=ELEM(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:);nmiembro=Inic_Fin_
Enlace(1,1);
LE=L(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2));senE=seno(Inic_Fin_Enlace(1,1):
Inic_Fin_Enlace(1,2));cosE=coseno(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2));VC
E=VC(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:);
[K_ACE]=krigidez_arm(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,CG,NI,NJ,nr,nmiembro)
;
%.....................................................
KTT=K_ACP+K_ACD+K_ACE; %<------- MATRIZ "K" DE TODA LA
ESTRUCTURA (T/m)
%..................................................
```

(a)



(b)

Figura 31 a) Código de CEINCI-LAB; b) Grados de libertad para el análisis estático.

A continuación, se aplica las cargas sísmicas en la estructura, como se indica en la Figura 32, recordando que un caso de carga es cuando se analiza con fuerzas laterales de izquierda a derecha y otro caso es aplicando las fuerzas en sentido opuesto, esto es importante en estructuras que no son simétricas.

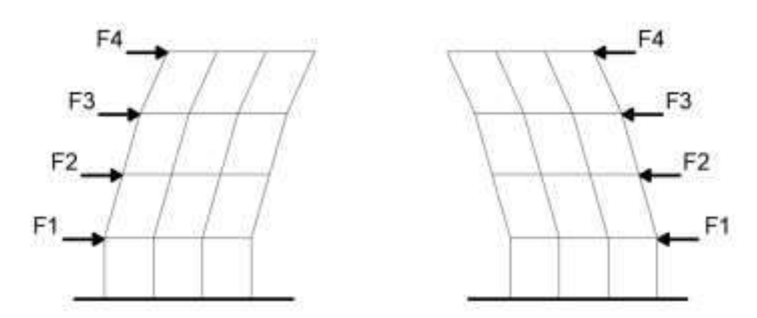


Figura 32 Cargas laterales aplicadas a las estructuras.

En la Figura 33 se muestra el código de ***CEINCI-LAB*** que permite realizar el análisis estático con fuerzas laterales, el procedimiento consiste en definir las fuerzas en los nudos, esto se lo hace en el vector **F.** Se calcula el vector de cargas generalizadas, es decir las cargas en los nudos de las estructuras que son correspondientes a los grados de libertad indicados en la Figura 31b. Se resuelve la operación matricial planteada en la ecuación 60, donde **Q** y **K** son el vector de cargas generalizadas y la matriz de rigidez de la estructura (Aguiar 2020). Entonces se calculan los deslazamientos y giros del vector **q** (se debe considerar los grados de libertad de la Figura 31b).

$$\boldsymbol{Q} = \boldsymbol{K} \cdot \boldsymbol{q} \tag{60}$$

Cuando la estructura tiene riostras y elemento de enlace, se debe dividir en el análisis para el pórtico con columnas y vigas, el análisis para las diagonales (las rutinas _Articuladas hacen referencias a la liberación de giros en las vigas) y posteriormente los elementos de enlace.

Código del programa principal, parte 9:

```
%% ............................ CARGAS SÍSMICAS .................................
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
njc=np; % Número de juntas Cargadas
%
Ypisos=nonzeros(unique(Y));
oij=1;
uij=1;
for i=1:nod
   if X(i)==0 && any(Y(i)==Ypisos)
   Nudos_Izquierda(oij)=i;
   oij=1+oij;
   end
   if X(i)==max(X) && any(Y(i)==Ypisos)
   Nudos_Derecha(uij)=i;
   uij=1+uij;
   end
end
%% Sentido de izquierda a derecha (Positivo)
F = [[Nudos_Izquierda]' Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,
nr,NI,NJ);% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
   % Fuerzas y momentos finales en los elementos
   nmiembro= 1;        % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
```

```
[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_AC
P,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_Fin_COL
_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

   nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
   ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
   RES_ACD=0;
   % Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Sismo_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L
_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_Fin_DIAG(
1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);

   % Fuerzas en enlace
   nmiembro=1;
   RES_E=0;

[FA_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_Sismo,Q
2_Sismo(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES
_E);

% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_P=[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG;Fuerzas_
Elementos_Sismo_DG;FA_EN];
```

Figura 33 Código de ***CEINCI-LAB***.

Con el vector de coordenadas generalizadas q y la matriz de rigidez de cada elemento k se calcula en coordenadas locales, las fuerzas en cada elemento; cada elemento tiene 6 grados de libertad, 3 en el nudo inicial y 3 en el nudo final. La matriz de celdas **Fuerzas_Elementos_Sismo** contiene en su posición {1,1} las fuerzas en los elementos debido a las fuerzas laterales de izquierda a derecha y en la posición {2,1} las fuerzas en los elementos debido a fuerzas laterales en sentido opuesto como se muestra en la Figura 34.

Código del programa principal, parte 10:

```
%% Sentido de derecha a izquierda (Negativo)
F = [[Nudos_Derecha]' -Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; % F =
[Nudo cargado, FH, FV, Momento]
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,
nr,NI,NJ);% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo=KTT\Q_Sismo;
   % Fuerzas y momentos finales en los elementos
   nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
```

```
[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,
L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_Fin_COL_V
G(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

   nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
   ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
   RES_ACD=0;
   % Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Sismo_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_A
CD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo,Q2_Sismo(Inic_Fin_DIAG(1,1
):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
   % Fuerzas en enlace
   nmiembro=1;
   RES_E=0;

[FA_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_Sismo,Q2
_Sismo(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_
E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_N=[Fuerzas_Elementos_Sismo_COL_VG;Fuerzas_El
ementos_Sismo_DG;FA_EN];
% Fuerzas y momentos finales sismic@s positivo=P y negativo=N en la estructura
con diagonales
Fuerzas_Elementos_Sismo{1,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_P;
Fuerzas_Elementos_Sismo{2,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_N;
```

Figura 34 Código de ***CEINCI-LAB***.

Para el caso de cargas muertas y vivas se realizan análisis individuales de estados de carga como se indica en la Figura 35, se reitera que el problema se divide en encontrar las fuerzas en los elementos del pórtico principal, posteriormente calcular las fuerzas en los elementos diagonales y finalmente en los elementos de enlace e integrarlos al final del análisis en las matrices de **Fuerzas_Elementos_CM** y **Fuerzas_Elementos_CV**.

Código del programa principal, parte 11:

```
%% .............................. CARGAS GRAVITACIONALES ...............................
% Identificar en el piso donde se encuentra cada diagonal
   mar_pis=nr-1; % vanos en cada piso
   for j=1:np
      for i=1:num_Enlaces
       if j==1
          if  mar_Enlace(i)<=mar_pis*j
          Piso_Enlaces(i,1)=j;
          end
       else
          if mar_Enlace(i)>mar_pis*(j-1) && mar_Enlace(i)<=mar_pis*j
          Piso_Enlaces(i,1)=j;
```

```
        end
      end
     end
   end
%.............
njc=0; % Número de juntas Cargadas
F = 0; % F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=nudvg; % Número de miembros cargados
ui=1;
for i=1:np
   for j=1:nv*2
Fm_CM(ui,:)=[nudcol+ui  CM(i,1)  1  0  0]; %Elem carg, carga, código, elem a
gener, incr numero elemento
Fm_CV(ui,:)=[nudcol+ui  CV(i,1)  1  0  0]; %Elem carg, carga, código, elem a
gener, incr numero elemento
ui=ui+1;
   end
end
   for u=1:num_Enlaces
Fm_CM(ui,:)=[Inic_Fin_Enlace(1,1)+u-1  CM(Piso_Enlaces(u,1),1)  1  0  0]; %Elem
carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
Fm_CV(ui,:)=[Inic_Fin_Enlace(1,1)+u-1  CV(Piso_Enlaces(u,1),1)  1  0  0]; %Elem
carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
ui=ui+1;
   end

[Q_CM,Q2_CM]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CM,datos,
nr,NI,NJ);
[Q_CV,Q2_CV]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm_CV,datos,nr
,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_CM=KTT\Q_CM;
q_CV=KTT\Q_CV;
% Fuerzas y momentos finales en los elementos
nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez

%% Fuerzas y momentos finales por carga muerta == CM
% Fuerzas y momentos finales en columnas y vigas
[Fuerzas_Elementos_CM_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_
ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_CM,Q2_CM(Inic_Fin_COL_VG(1,1):I
nic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
% Fuerzas y momentos finales en diagonales
[Fuerzas_Elementos_CM_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,
seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_CM,Q2_CM(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin
_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
% Fuerzas y momentos finales en Enlaces
[Fuerzas_Elementos_CM_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cos
E,VCE,Es,q_CM,Q2_CM(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ
```

```
,nmiembro,RES_E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_CM=[Fuerzas_Elementos_CM_COL_VG;Fuerzas_Elementos
_CM_DG;Fuerzas_Elementos_CM_EN];

%% Fuerzas y momentos finales por carga viva == CV
% Fuerzas y momentos finales en columnas y vigas
[Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACP,L_
ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_CV,Q2_CV(Inic_Fin_COL_VG(1,1):I
nic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
% Fuerzas y momentos finales en diagonales
[Fuerzas_Elementos_CV_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,L_ACD,
seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_CV,Q2_CV(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin
_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
% Fuerzas y momentos finales en Enlaces
[Fuerzas_Elementos_CV_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE
,VCE,Es,q_CV,Q2_CV(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,n
miembro,RES_E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_CV=[Fuerzas_Elementos_CV_COL_VG;Fuerzas_Elementos
_CV_DG;Fuerzas_Elementos_CV_EN];
```

Figura 35 Código de ***CEINCI-LAB***.

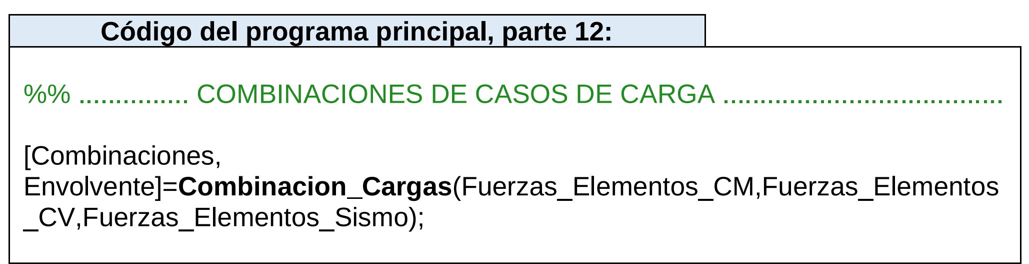
Basado en el principio de superposición los efectos de cargas en los elementos se suman directamente entre los diferentes estados de carga para tener las combinaciones de carga. En la NEC-SE-CG 2015 se tienen las siguientes combinaciones de carga al considerar el método LRFD:

Combinación 1	$1.4D$
Combinación 2	$1.2D + 1.6L + 0.5max[Lr; S; R]$
Combinación 3	$1.2D + 1.6max[L; S; R] + max[Lr; 0.5W]$
Combinación 4	$1.2D + 1.0W + L + max[Lr; S; R]$
Combinación 5	$1.2D \pm 1.0\boldsymbol{E} + L + 0.2S$
Combinación 6	$0.9D + 1.0W$
Combinación 7	$0.9D \pm 1.0\boldsymbol{E}$

Donde **D** corresponde a la carga muerta (carga permanente + peso propio); **E** carga de sismo (componente horizontal y vertical); **L** sobrecarga viva; **Lr** es la sobrecarga viva en cubierta; **S** carga de granizo; **R** es la carga de lluvia; **W** carga de viento.

En las combinaciones de carga donde se incluye los efectos del sismo es posible hacer una reducción del efecto de la carga viva en función de la probabilidad de ocupación, no obstante, no se considera esta reducción para ser conservadores en el análisis. También se debe considerar que las combinaciones

de carga con sismo implican, la componente vertical, pero en estos cálculos no se incluye este efecto. Con estas consideraciones se calcula las combinaciones de carga aplicables en este caso particular, con los efectos de carga muerta, viva y sismo (con fuerzas laterales en ambos sentidos); en la matriz **Combinaciones** se tiene las fuerzas en los elementos con las combinaciones de estados de carga y en la matriz **Envolvente** se determina los máximos efectos de estas combinaciones en cada elemento (máximos y mínimos). El código de **CEINCI-LAB** se presenta en la Figura 36, se indica que la función se denomina **Combinacion_Cargas**.


Código del programa principal, parte 12:

```
%% ............... COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA .....................................

[Combinaciones,
Envolvente]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Elementos
_CV,Fuerzas_Elementos_Sismo);
```

Figura 36 Código de CEINCI-LAB.

Los efectos del sismo con el factor de la sobre resistencia se consideran con el estado de carga indicad en la ecuación 61.

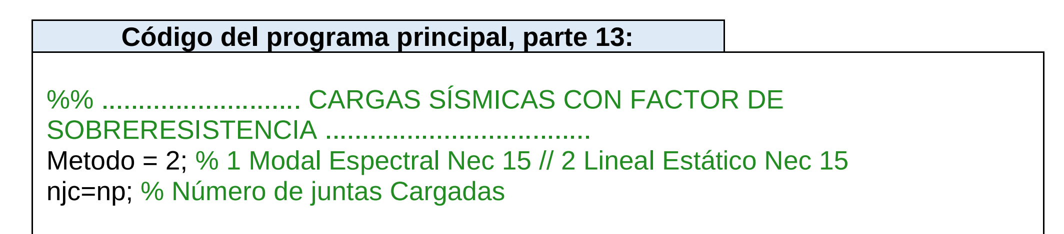
$$E_{mh} = \Omega \cdot Q_E \qquad (61)$$

Donde $\boldsymbol{E_{mh}}$ es la componente horizontal del sismo con el efecto de sobre resistencia; $\boldsymbol{\Omega}$ es el factor de sobre resistencia (en el ASCE 7-16 se exponen valores referenciales en función del sistema estructural); $\boldsymbol{Q_E}$ es el efecto de sismo horizontal (cortante basal).

Asumiendo que se desprecia el efecto de sismo vertical entonces las combinaciones de carga 5 y 7 cambian como se indica a continuación.

Combinación 5b	$1.2D \pm 1.0\boldsymbol{E_{mh}} + L + 0.2S$
Combinación 7b	$0.9D \pm 1.0\boldsymbol{E_{mh}}$

Para considerar estos nuevos estados de carga se hace un análisis similar al caso anterior, con la particularidad de que se debe mayorar las fuerzas laterales debido al sismo en su componente horizontal, el código que genera esto se muestra en la Figura 37.


Código del programa principal, parte 13:

```
%% ........................... CARGAS SÍSMICAS CON FACTOR DE
SOBRERESISTENCIA ...................................
Metodo = 2; % 1 Modal Espectral Nec 15 // 2 Lineal Estático Nec 15
njc=np; % Número de juntas Cargadas
```

```
%% Sentido de izquierda a derecha
F = [[Nudos_Izquierda]' omega*Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; %
F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,
nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo_omega=KTT\Q_Sismo;
nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
   % Fuerzas y momentos finales en los elementos

[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELE
M_ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(
Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
   % Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_AC
D2,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(Ini
c_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
   % Fuerzas en enlace

[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE
,senE,cosE,VCE,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enl
ace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_P_omega=[Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_COL
_VG;Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_DG;Fuerzas_Elementos_Sismo_omega_
EN];

%% Sentido de derecha a izquierda
F = [[Nudos_Derecha]' -omega*Fuerzas_Sis(:,Metodo) zeros(np,1) zeros(np,1)]; %
F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
[Q_Sismo,Q2_Sismo]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos,
nr,NI,NJ);
% [Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Sismo_omega=KTT\Q_Sismo;
nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
   % Fuerzas y momentos finales en los elementos

[Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,E
LEM_ACP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sis
mo(Inic_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
   % Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_
```

```
ACD2,L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(
Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
   % Fuerzas en enlace

[Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,
LE,senE,cosE,VCE,Es,q_Sismo_omega,Q2_Sismo(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_
Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_E);
% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega=[Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_C
OL_VG;Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega_DG;Fuerzas_Elementos_Sismo_N
_omega_EN];

% Fuerzas y momentos finales sismic@s positivo=P y negativo=N en la estructura
con diagonales
Fuerzas_Elementos_Sismo_omega{1,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_P_omega;
Fuerzas_Elementos_Sismo_omega{2,1}=Fuerzas_Elementos_Sismo_N_omega;

%% ............................... COMBINACIONES DE CARGA CON
SOBRERRESISTENCIA ..................................
[Combinaciones_omega,
Envolvente_omega]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Ele
mentos_CV,Fuerzas_Elementos_Sismo_omega);
```

Figura 37 Código de CEINCI-LAB.

En la sección 6.2 de la NEC-SE-AC 2015 se manifiesta que columnas, vigas y diagonales de pórticos especiales deben tener secciones clasificadas como sísmicamente compactas (para pórticos duales), esto se puede interpretar como secciones de alta ductilidad como lo indica el AISC 341-16 en su capítulo D. Este requerimiento es importante debido a que asegura que las secciones no sean susceptibles de fallas anticipadas por inestabilidad local o pandeo local.

En la tabla D1.1. del AISC 341-16 se muestran los límites para clasificar a las secciones según la relación de aspecto de patines y alma denominada $\boldsymbol{\lambda}$; si este factor es menor a $\boldsymbol{\lambda_{hd}}$ la sección es altamente dúctil y si se encuentra entre $\boldsymbol{\lambda_{hd}}$ y $\boldsymbol{\lambda_{md}}$ se clasifica como moderadamente dúctil; si el valor de $\boldsymbol{\lambda}$ es superior a este límite entonces la sección es no compacta.

Tabla 11 Limites de ancho versus espesor para elementos sometidos a compresión. Fragmento de la tabla D1.1 del AISC 341-16.

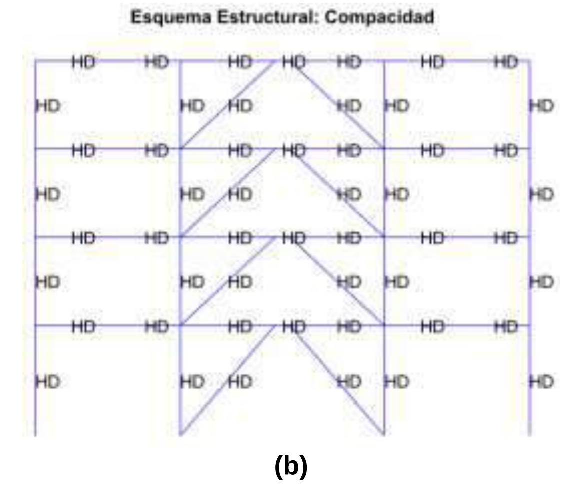
	λ	**Límites de λ**		**Referencia**
		λ_{hd} **Elemento de Alta ductilidad**	λ_{md} **Elemento de Moderada ductilidad**	
Patín	$\frac{b}{t}$	$0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$	$0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$	
Alma	$\frac{h}{tw}$	Para $C_a \leq 0.114$ $2.57\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}(1 - 1.04C_a)$ Para $C_a > 0.114$ $0.88\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}(2.68 - C_a)$ $\geq 1.57\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$ Donde $C_a = \frac{Pu}{\emptyset_c \cdot Py}$ $Py = Ry \cdot Fy \cdot Ag$	Para $C_a \leq 0.114$ $3.96\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}(1 - 3.04C_a)$ Para $C_a > 0.114$ $1.29\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}(2.12 - C_a)$ $\geq 1.57\sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$ Donde $C_a = \frac{Pu}{\emptyset_c \cdot Py}$ $Py = Ry \cdot Fy \cdot Ag$	
Paredes de HSS	$\frac{b}{t}$	$0.65 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$	$0.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{Ry \cdot Fy}}$	

El Cálculo se realiza con la función **Compacidad_Elementos_Diag** indicada en la Figura 38a, como resultados se tiene la matriz **compacidad** que almacena la clasificación del patín, del alma y de la sección de cada elemento con códigos: 1 para HD, 2 para MD y 0 para ND, en este caso HD significa que la sección es altamente dúctil y se tuviera la nomenclatura MD es moderadamente dúctil, finalmente para secciones con poca ductilidad se establece la nomenclatura ND. La matriz **Lamba** contiene los límites para HD o MD de patín y alma de cada elemento. Finalmente, en la matriz denominada **relacion_aspecto** se almacena la relación de ancho para espesor de patín y alma de cada elemento. Además, se presenta gráficamente los resultados con la función **dibujo_Compacidad** como se muestra en la Figura 38b, los códigos HD, MD y ND también definen un color al elemento, como azul, verde y rojo respectivamente. Para este caso todas las secciones son altamente dúctiles.

Código del programa principal, parte 14:

```
%% ..... COMPACIDAD DE ELEMENTOS CONSIDERANDO SMF * AISC -341-16
ELEM_COMP=[ELEM_ACP;ELEM_ACD2;ELEME];
[Compacidad, Lambda,
relacion_aspecto]=Compacidad_Elementos_Diag_Excentricas(nudcol,Inic_Fin_CO
L_VG,Inic_Fin_DIAG,Inic_Fin_Enlace,Es,Fy,Ry,ELEM_COMP,Elem_Tipo_Prop2,S
ec_VG_COL,Envolvente_omega,Dimensiones_Diag);
dibujo_Compacidad(X,Y,NI,NJ, Compacidad)
% HD=Altamente ductil // MD = Moderadamente Ductil // ND = No Ductil
```

(a)



(b)

Figura 38 a) Código de CEINCI-LAB; b) Clasificación de las secciones en el pórtico.

Para calcular la capacidad axial de los materiales se requiere del factor de longitud efectiva K, el mismo depende de las condiciones de borde del elemento. En el artículo de Cagua et al, 2021 (1 y 2) se ejemplifica el cálculo manual de este parámetro para los pórticos a momento y con arriostramientos concéntricos.

Para las vigas se considera un factor K=1 y para diagonales K=0.75. En la Figura 39 se muestra el código para calcular la capacidad de los elementos y para comparar la demanda versus la capacidad axial, a corte y flexión con las diferentes combinaciones de carga (el procedimiento se detalla en Cagua et al, 2021). Se destaca que únicamente cambian las rutinas **Factor_K_Long_Efectiva_Diag** y **Capacidad_Elementos_Acero_Diag_Excentricas,** los cambios se dan para considerar diagonales en el análisis.

Código del programa principal, parte 15:

```
%% ........... CAPACIDAD DE ELEMENTOS DE ACERO .......................................
Z_ELEM_COMP=[Z_ELEM];
Z_ELEM_COMP(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2))=ELEM_Z_Diag(Inic_Fin
_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),1);
for j=1:num_Diag_Total
Seccion_Diag2(j,1:5)=[Inic_Fin_DIAG(1,1)+j-1 ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1)+j-
1,1:2) j 0]; % Nota en esta matriz la 4ta columna numera las diagonales
end
Seccion2=[Seccion];
Seccion2(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),1:5)=Seccion_Diag2(:,1:5);
[Ki]=Factor_K_Long_Efectiva_Diag(coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ,L,ELEM);
%Factor K de longitud efectiva considerando diagonales
% Capacidad e los elementos de acero de la estructura
[phi_Pn,phi_Vn,phi_Mn,Longitudes]=Capacidad_Elementos_Acero_Diag_Excen
tricas(Es,Fy,Ry,Z_ELEM_COMP,Seccion2,L,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,Di
mensiones_Diag,Ki,coseno,num_viga,Inic_Fin_Enlace);
% Arriostrar a los elementos con una longitud menor al minimo entre (Lp, Lb)

%% ...................... Verificación de la capacidad axial de las columnas con sobre
resistencia ................
for i=1:nudcol
   D_C_Axial_omega(i,1)=max([abs(Envolvente_omega{1,1}(i,1));
abs(Envolvente_omega{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Axial_omega(i,2)=max([abs(Envolvente_omega{1,1}(i,4));
abs(Envolvente_omega{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo final
end
dibujo_Demanda_Capacidad_Axial_Columnas_Sobre_resistencia(X,Y,NI,NJ,D_C_
Axial_omega);

for i=1:nuVG_COL_DIAG
   D_C_Axial(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,1)); abs(Envolvente{1,2}(i,1))])/
phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Axial(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,4)); abs(Envolvente{1,2}(i,4))])/
phi_Pn(i,1); % Nudo final

   D_C_Corte(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,2)); abs(Envolvente{1,2}(i,2))])/
phi_Vn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Corte(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,5)); abs(Envolvente{1,2}(i,5))])/
phi_Vn(i,1); % Nudo final

   D_C_Flexion(i,1)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,3)); abs(Envolvente{1,2}(i,3))])/
```

```
phi_Mn(i,1); % Nudo inicial
    D_C_Flexion(i,2)=max([abs(Envolvente{1,1}(i,6)); abs(Envolvente{1,2}(i,6))])/
phi_Mn(i,1); % Nudo final

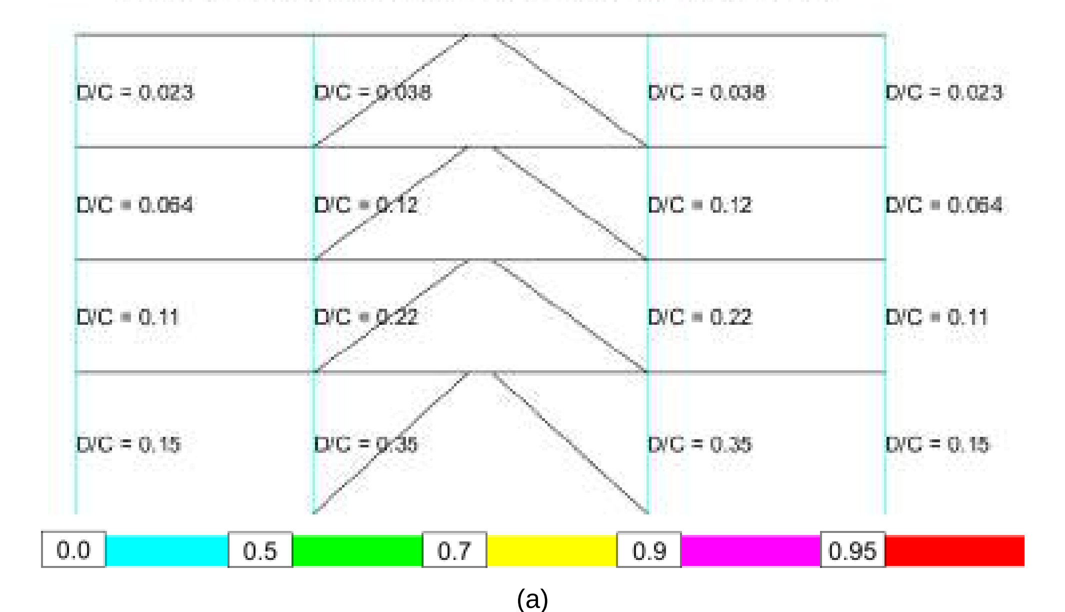
    D_C_Pn_vf(i,1)=max(D_C_Axial(i,1),D_C_Axial(i,2));
    D_C_Vn_vf(i,1)=max(D_C_Corte(i,1),D_C_Corte(i,2));
    D_C_Mn_vf(i,1)=max(D_C_Flexion(i,1),D_C_Flexion(i,2));

        if D_C_Pn_vf(i,1)<0.2
          D_C_Flexo_Compr(i,1) = D_C_Pn_vf(i,1)/2+D_C_Mn_vf(i,1);
        else
          D_C_Flexo_Compr(i,1) = D_C_Pn_vf(i,1)+8/9*D_C_Mn_vf(i,1);
        end
end

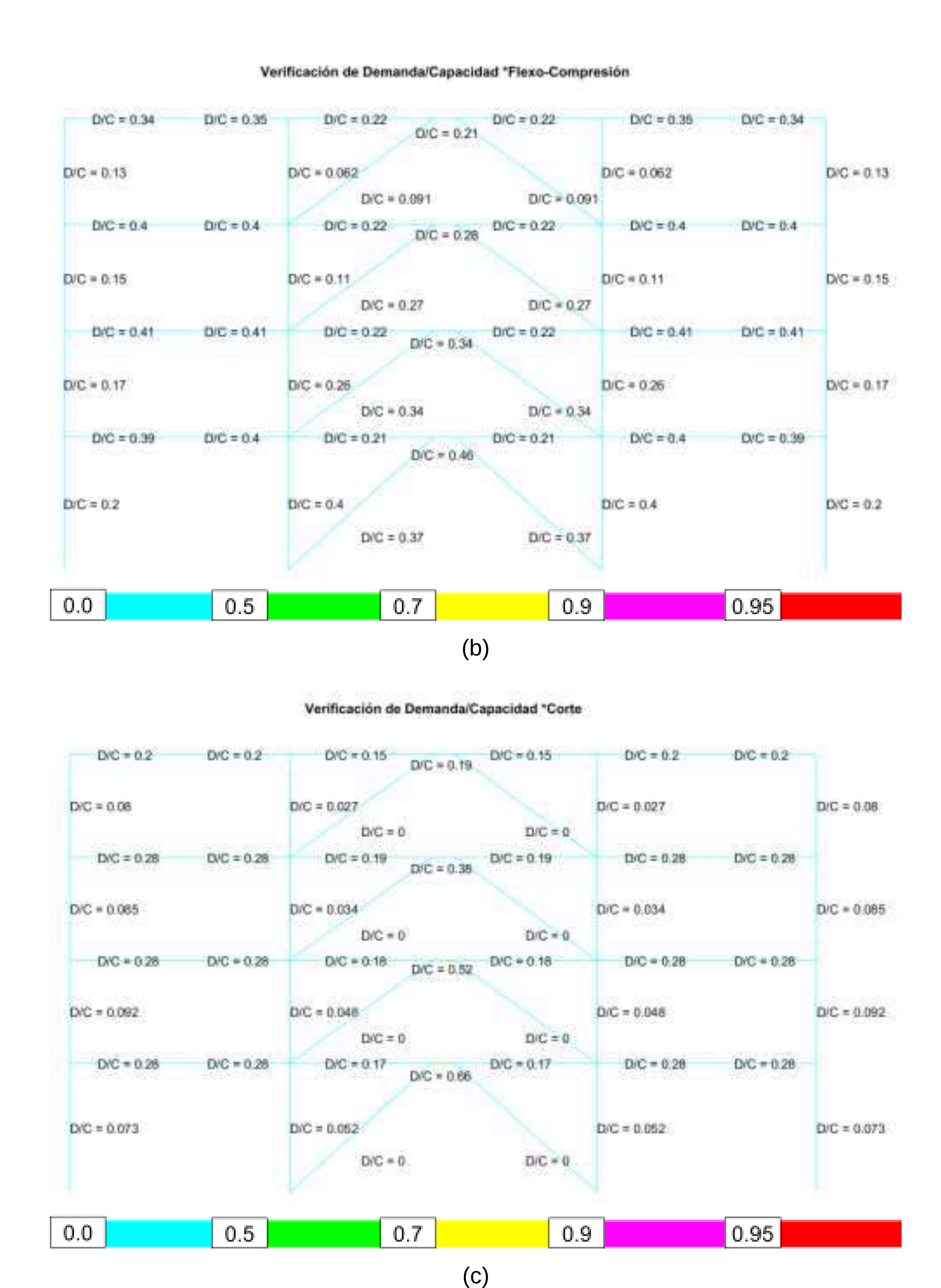
%% Dibujos de Demanda/Capacidad
dibujo_Demanda_Capacidad_Flexo_Compresion(X,Y,NI,NJ,D_C_Flexo_Compr);
dibujo_Demanda_Capacidad_Cortante(X,Y,NI,NJ,D_C_Vn_vf);
```

Figura 39 Código de CEINCI-LAB

En la Figura 40 se puede observar las relaciones Demanda versus Capacidad de los elementos, en la Figura 40a se considera únicamente las acciones axiales en columnas con la demanda de la envolvente del análisis con el sismo amplificado por la sobre resistencia. En la Figura 40b se aprecia el efecto de flexo-compresión en los elementos y en la Figura 40c se considera el corte en los elementos, para estos análisis se considera carga muerta, viva, sismo sin amplificar con sus respectivas combinaciones de carga.



(a)



(b)

(c)

Figura 40 a) Demanda vs Capacidad axial; b) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión; c) Demanda vs Capacidad a Corte

Para el diseño por capacidad se calcula el corte máximo probable con la ecuación 62 y se aplica una fuerza igual a 2 veces este valor en el nudo inicial del

elemento de enlace como se indica en el código de CEINCI-LAB de color rojo, en la Figura 41. Al aplicar las fuerzas de esta forma se puede simular que el elemento de enlace alcanza su máxima capacidad de corte. Se calculan las fuerzas en los elementos con estos estados de carga.

$$V_{MP} = 1.25 \cdot Ry \cdot V_{n_{LINK}} \tag{62}$$

Código del programa principal, parte 15:

```
%% Diseño por capacidad
% Nudo inicial y final de cada enlace
Nudos_Enlace=nonzeros(NJ2);
Num_inicio_Enlaces = nuVG_COL_DIAG-num_Enlaces+1;
Num_fin_Enlaces = nuVG_COL_DIAG;

for i=1:num_Enlaces
NI_enlace(i,1)=Nudos_Enlace(2*i-1);
NJ_enlace(i,1)=Nudos_Enlace(2*i);
Vn_Enlaces(i,1)=phi_Vn(Num_inicio_Enlaces+i-1)/0.9;
Mn_Enlaces(i,1)=phi_Mn(Num_inicio_Enlaces+i-1)/0.9;

   V_MP(i,1) = 1.25*Ry*Vn_Enlaces(i,1);
   M_MP(i,1) = V_MP(i,1)*L(Num_inicio_Enlaces+i-1)/2;

   Corte_NI(i,1)=-V_MP(i,1);

   Corte_Enlace(2*i-1,1)=-V_MP(i,1);
   Corte_Enlace(2*i,1)=V_MP(i,1);
   Momento_Enlace(2*i-1,1)=-M_MP(i,1);
   Momento_Enlace(2*i,1)=-M_MP(i,1);
end

%% Suponiendo sismo en Sentido de izquierda a derecha (Positivo)
njc=num_Enlaces;
F_Cap_P = [NI_enlace zeros(num_Enlaces,1) 2*Corte_NI
zeros(num_Enlaces,1)]; % F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Capacidad,Q2_Capacidad]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F_
Cap_P,Fm,datos,nr,NI,NJ);%
[Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Capacidad=KTT\Q_Capacidad;
   % Fuerzas y momentos finales en los elementos
   nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez

[Fuerzas_Elementos_Capacidad_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_A
CP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Capacidad,Q2_Capacidad(Inic
_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);
```

```
   nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
   ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
   RES_ACD=0;
   % Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Capacidad_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,
L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Capacidad,Q2_Capacidad(Inic_
Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);

   % Fuerzas en enlace
   nmiembro=1;
   RES_E=0;

[FA_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_Capacida
d,Q2_Capacidad(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiem
bro,RES_E);

% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Capacidad_P=[Fuerzas_Elementos_Capacidad_COL_VG;Fu
erzas_Elementos_Capacidad_DG;FA_EN];

%% Suponiendo sismo en Sentido de izquierda a derecha (Negativo)
F_Cap_N = [NJ_enlace zeros(num_Enlaces,1) 2*Corte_NI
zeros(num_Enlaces,1)]; % F = [Nudo cargado, FH, FV, Momento]
datos=0;
nmc=0; % Número de miembros cargados
Fm=0; %Elem carg, carga, código, elem a gener, incr numero elemento
[Q_Capacidad,Q2_Capacidad]=cargas_arm(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F_
Cap_N,Fm,datos,nr,NI,NJ);%
[Q,Q2]=cargas(njc,nmc,ngl,L,seno,coseno,CG,VC,F,Fm,datos);
% Desplazamientos y Giros
q_Capacidad=KTT\Q_Capacidad;
   % Fuerzas y momentos finales en los elementos
   nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez

[Fuerzas_Elementos_Capacidad_COL_VG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_A
CP,L_ACP,seno_ACP,coseno_ACP,VC_ACP,Es,q_Capacidad,Q2_Capacidad(Inic
_Fin_COL_VG(1,1):Inic_Fin_COL_VG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES);

   nmiembro= 1;       % Número del Primer elemento a partir del cual se calcula la
contribución a la matriz de rigidez
   ELEM_ACD2=ELEM_DIAG(Inic_Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:);
   RES_ACD=0;
   % Fuerzas y momentos finales en las diagonales

[Fuerzas_Elementos_Capacidad_DG]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEM_ACD2,
L_ACD,seno_ACD,coseno_ACD,VC_ACD2,Es,q_Capacidad,Q2_Capacidad(Inic_
Fin_DIAG(1,1):Inic_Fin_DIAG(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiembro,RES_ACD);
```

```
   % Fuerzas en enlace
   nmiembro=1;
   RES_E=0;

[FA_EN]=fuerzas_acero_arm1_V2(ngl,ELEME,LE,senE,cosE,VCE,Es,q_Capacida
d,Q2_Capacidad(Inic_Fin_Enlace(1,1):Inic_Fin_Enlace(1,2),:),CG,nr,NI,NJ,nmiem
bro,RES_E);

% Fuerzas y momentos finales en toda la estructura
Fuerzas_Elementos_Capacidad_N=[Fuerzas_Elementos_Capacidad_COL_VG;Fu
erzas_Elementos_Capacidad_DG;FA_EN];

% Fuerzas y momentos finales sismic@s positivo=P y negativo=N en la estructura
con diagonales
Fuerzas_Elementos_Capacidad{1,1}=Fuerzas_Elementos_Capacidad_P;
Fuerzas_Elementos_Capacidad{2,1}=Fuerzas_Elementos_Capacidad_N;
```

Figura 41 Código de CEINCI-LAB

Con los estados de carga del diseño por capacidad, las cargas vivas y muertas, se procede a realizar las combinaciones de carga y determinar las envolventes de fuerzas máximas y mínimos en los elementos que corresponden a la Demanda (D). Anteriormente se determina la capacidad de los elementos y con estas variables es posible calcular la relación Demanda versus Capacidad (D/C) para cada elemento, el código se ilustra en la Figura 42.

Código del programa principal, parte 15:

```
%% ............ COMBINACIONES DE CARGA CAPACIDAD ...................................
[Combinaciones_Capacidad,
Envolvente_Capacidad]=Combinacion_Cargas(Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_
Elementos_CV,Fuerzas_Elementos_Capacidad);

for i=1:nuVG_COL_DIAG
   D_C_Axial_Cap(i,1)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,1));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,1))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Axial_Cap(i,2)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,4));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,4))])/ phi_Pn(i,1); % Nudo final

   D_C_Corte_Cap(i,1)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,2));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,2))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Corte_Cap(i,2)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,5));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,5))])/ phi_Vn(i,1); % Nudo final

   D_C_Flexion_Cap(i,1)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,3));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,3))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo inicial
   D_C_Flexion_Cap(i,2)=max([abs(Envolvente_Capacidad{1,1}(i,6));
abs(Envolvente_Capacidad{1,2}(i,6))])/ phi_Mn(i,1); % Nudo final
```

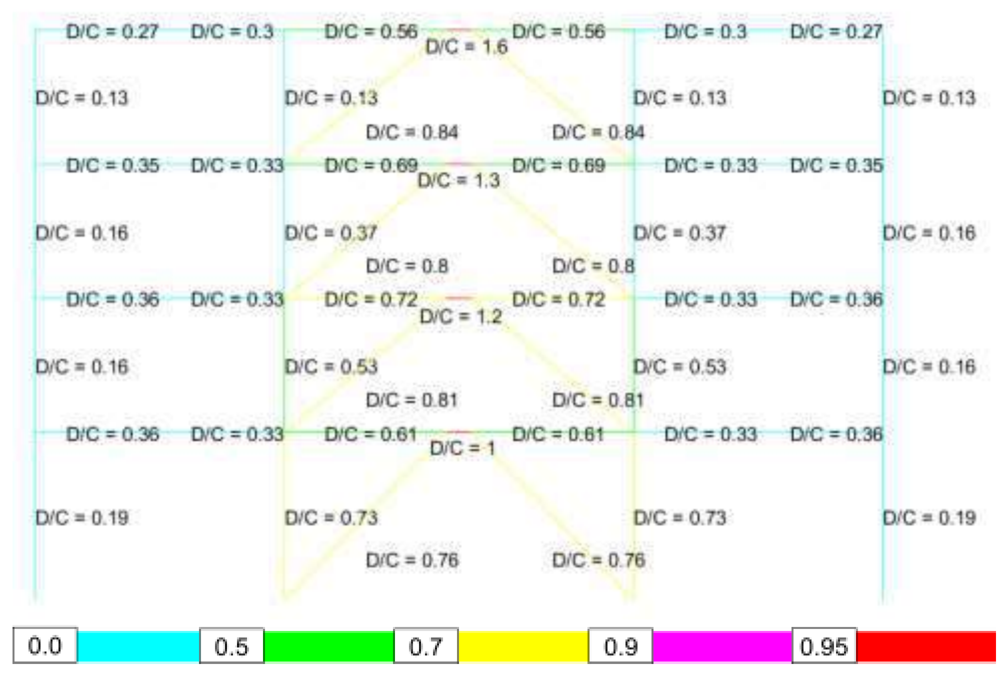
```
   D_C_Pn_vf_Cap(i,1)=max(D_C_Axial_Cap(i,1),D_C_Axial_Cap(i,2));
   D_C_Vn_vf_Cap(i,1)=max(D_C_Corte_Cap(i,1),D_C_Corte_Cap(i,2));
   D_C_Mn_vf_Cap(i,1)=max(D_C_Flexion_Cap(i,1),D_C_Flexion_Cap(i,2));

      if D_C_Pn_vf_Cap(i,1)<0.2
        D_C_Flexo_Compr_Cap(i,1) =
D_C_Pn_vf_Cap(i,1)/2+D_C_Mn_vf_Cap(i,1);
      else
        D_C_Flexo_Compr_Cap(i,1) =
D_C_Pn_vf_Cap(i,1)+8/9*D_C_Mn_vf_Cap(i,1);
      end
end
```

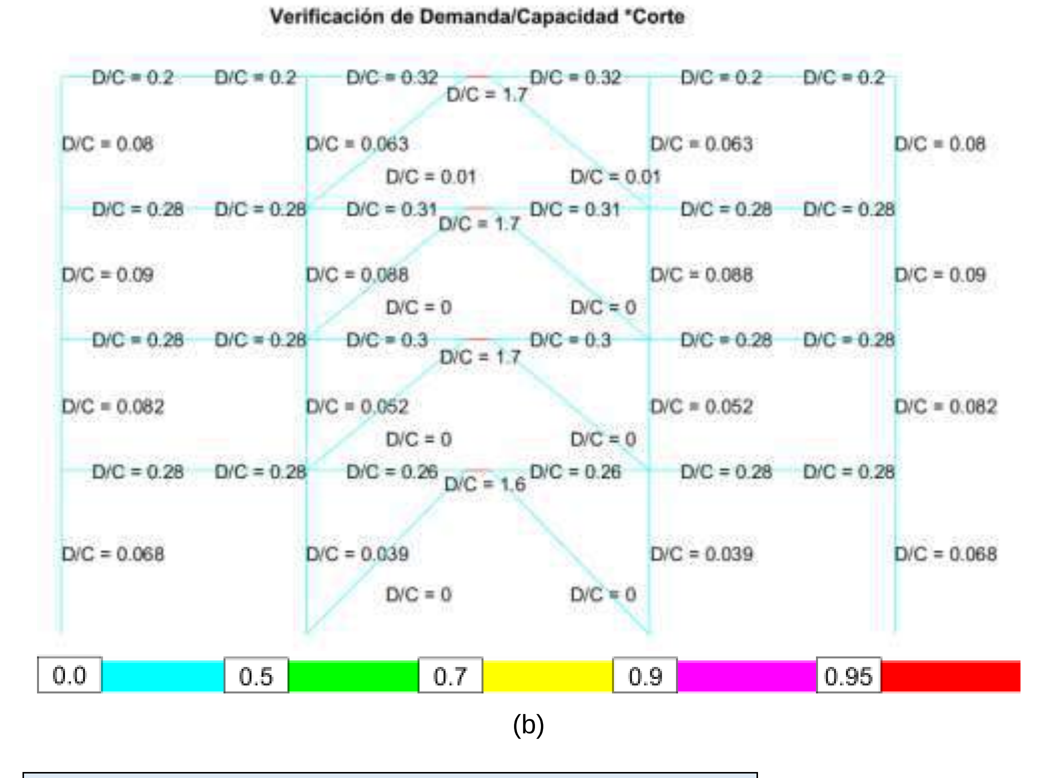
Figura 42 Código de CEINCI-LAB para …..

Los gráficos de demanda capacidad para los estados de carga del diseño por capacidad, se presentan en la Figura 43a para flexo axial; para la relación demanda versus capacidad a corte, se ilustra en la 43b y el código que permite realizar estas gráficas se muestra en la Figura 43c. En estas Figuras se corrobora que las secciones de las columnas, vigas y diagonales son adecuadas con relaciones demanda versus capacidad menores a 1 y para los enlaces se calcula valores superiores a 1 debido a que se espera una mayor incursión en el rango inelástico.

Verificación de Demanda/Capacidad *Flexo-Compresión



(a)



(b)

Código del programa principal, parte 15:

```
%% Dibujos de Demanda/Capacidad
dibujo_Demanda_Capacidad_Flexo_Compresion(X,Y,NI,NJ,D_C_Flexo_Compr_Cap);
dibujo_Demanda_Capacidad_Cortante(X,Y,NI,NJ,D_C_Vn_vf_Cap);
```

(c)

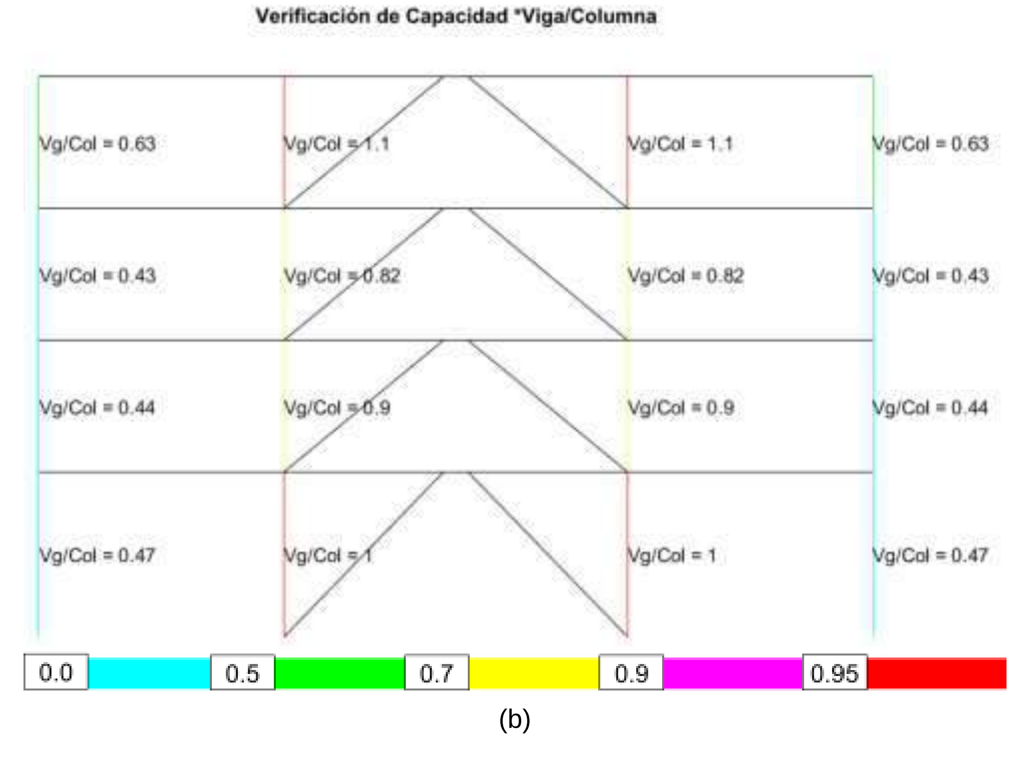
Figura 43 a) Demanda vs Capacidad axial; b) Demanda vs Capacidad a Flexo-Compresión; c) Código de CEINCI-LAB

Para finalizar el diseño por capacidad se debe calcular la relación columna fuerte y viga débil en base a los momentos plásticos nominales y verificar que se cumpla la relación de la ecuación 21.

Código del programa principal, parte 21:

```
%% Verificacion de la Conexion Viga - Columna
[sum_M_col,sum_M_vg,Capacidad_Vg_Col]=conexion_viga_columna_V2(Fy,Fu,coseno,nr,nudcol,X,Y,NI,NJ,L,Z_ELEM,Seccion,Elem_Tipo_Prop2,Sec_VG_COL,Fuerzas_Elementos_CM,Fuerzas_Elementos_CV,Envolvente_omega);
dibujo_Capacidad_Viga_Columna(X,Y,NI,NJ,Capacidad_Vg_Col)
```

(a)



(b)

Figura 44 a) Código de ***CEINCI-LAB***; b) Relaciones Viga.

6. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Se expone las nuevas funciones del sistema de computación ***CEINCI-LAB*** para análisis y diseño de pórticos de acero con arriostramientos excéntricos. Se ilustra la metodología de análisis y diseño junto con la secuencia de programación.

Para el prediseño de los elementos que componen al pórtico dual con arriostramientos excéntricos se ilustra una metodología basada en la capacidad del elemento de enlace, de esta forma se determina las secciones de vigas fuera del enlace, arriostramientos y columnas.

Las funciones de CEINCI-LAB permiten evaluar la relación Demanda vs Capacidad de los elementos de un pórtico dual de manera visual, se presenta estas relaciones en función de colores, esto es fácil de asimilar por el usuario.

7. RECOMENDACIONES

Se recomienda en investigaciones futuras analizar cómo son conducidas las cargas gravitacionales y laterales a las cimentaciones. Es importante destacar que en muchos casos las cargas gravitacionales no son suficientemente grandes como para contrarrestar el levantamiento del pórtico excéntrico debido a las cargas laterales. El diseño de la cimentación es importante debido a que un

pórtico arriostrado excéntricamente no será capaz de alcanzar un comportamiento dúctil si existen levantamientos en la base.

AGRADECIMIENTO

Los autores agradecen la revisión del Dr. Adrián Tola y Dr. (c) Javier Avecillas, las sugerencias y comentarios realizados fueron de gran utilidad para la elaboración de este artículo.

REFERENCIAS

Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios.* Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.

Aguiar, R. (2017 a). “No se acepta el diseño por ductilidad. Caso del Edificio Fragata que incursionó en el rango no lineal”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras,* **Vol 22. 3,** 327-391.

Aguiar, R. (2017 b). *Microzonificación Sísmica de Quito* (2 ed.). 179 pp. Quito: IPGH.

Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2019). Nuevas funciones del sistema ***CEINCI-LAB*** para análisis sísmico espacial. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 24*(3), 259-276.

Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2020). *Pushover con Acoplamiento de **CEINCI-LAB** y OpenSees.* Barcelona: A.H. Barbat.

Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2020). Pushover con el acoplamiento de ***CEINCI-LAB*** con OpenSees. *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)*.

Aguiar, R., Cagua, B., Pilatasig, J., & Zambrano, E. (2019). Interface for ***CEINCI-LAB*** and new functions. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 24*(2), 167-199.

Aguiar, R. (2020), *Análisis Matricial de Estructuras con **CEINCI-LAB***. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE y Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí ULEAM, **Vol. 1,** 585 p.

Aguilar, K. (2015). *Estudio comparativo de edificios de acero de gran altura con diagonales excéntricas, concéntricas y diagonales con amortiguadores en la ciudad de Quito.* Quito: PUCE.

AISC (2010). Comentarios ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero. Asociación Latinoamericana del acero Alacero, Santiago de Chile.

AISC/ANSI. (2016). *AISC/ANSI 360-16 Specification for Strcutural Steel Building.* Chicago: American Institute of Steel Construction.

AISC/ANSI. (2016). *ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisons for Strutural Steel.* Chicago: American Institute of Steel Construction.

AISC/ANSI. (2016). *ANSI/AISC 358-16 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.* Chicago: American Institute of Steel Construction.

ASCE/SEI. (2016). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.* Virginia: American Society of Civil Engineers.

Berman, J., & Bruneau, M. (2008). Tubular Links for Eccentrically Braced Frames. I: Finite Element Parametric Study . *Structural Engineering* .

Bruneau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures.* McGraw-Hill.

Cagua, B., Aguiar, R., Pilatasig, J., & Mora, D. (2020). Acoplamiento de OpenSees con ***CEINCI-LAB*** para análisis estático no lineal. Primera parte: reforzamiento sísmico con diagonales de acero. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 25*(3), 367-420.

Cagua, B., Aguiar, R., & Pilatasig, J. (2021). New Functions of ***CEINCI-LAB*** for the analysis and design of steel frame according to NEC-15. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 26*(1), 1-60.

Cagua, B., Aguiar, R., & Pilatasig, J. (2021). New Functions of ***CEINCI-LAB*** for the analysis and design of steel frame with concentric bracing. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 26*(2), 199-284.

De Buen López de Herredia, O. (2004). Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta. México.

Dusicka, P., & Lewis, G. (2010). Investigation of Replaceable Sacrificial Steel Links. *Earthquake Spectra* .

Engelhardt, M., & Popov, E. (1989). On desing of eccentrically braced frames . *Earthquake spectra*.

Engelhardt, M., & Popov, E. (1992). Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. *Structural Engineering*.

ERN (2012), *Microzonificación sísmica del distrito metropolitano de Quito: Estudio de la amenaza sísmica a nivel local.* Programa para la reducción de riesgos urbanos. Distrito Metropolitano de Quito.

Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A., & Saito, K. (1972). Structural Characteristics of Eccentric K-Braced Frames Tans. *Arch. Inst. Jap, 195*, 39-49.

Hjelmstad, K. D., & Popov, E. P. (1984). Characteristics of eccentrically braced frames. Journal of Structural Engineering, 110(2), 340-353.

Herrera, M., Parra, K., Palacios, P., Palacios, P., Olmedo, J., Cagua, B., ... & Palma, D. (2019). Análisis sísmico espacial de estructuras reforzadas con diagonales de acero utilizando CEINCI-LAB. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, *24*(4), 343-363.

Kasai, K., & Popov, E. (1986). Cyclic web buckling control for shear link beams. *Structural Esgineering*.

Malley, J., & Popov, E. (1984). Shear links in eccentrically braced frames. *Structural Engineering*.

Manheim, D., & Popov, E. (1983). Plastic shear hinges in steel frames. *Structural Engineering*.

Mansour, N., Christopoulos, C., & Tremblay, R. (2011). Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames . *Journal of Structural Engineering*, 1141-1152.

Marino, E., & Nakashima, M. (2005). Seismic performance and new desing procedure for chvevron-braced frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34*, 434-452.

NEC–SE–AC, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Estructuras de Acero.* Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

NEC-SE-CG, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Cargas (No Sísmicas).* Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro Sísimico-Diseño Sismo Resistente.* Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.

E-030, Norma técnica Peruana (2018). Diseño Sismorresistente. SENCICO.

Pilatasig J., Cagua B., Aguiar R., Vaca F., (2020), "Generación automática y análisis de estructuras de hormigón armado con ***CEINCI-LAB***", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 25*(3), 421-443.

Popov, E. P., Kasai, K., & Engelhardt, M. D. (1987). Advances in design of eccentrically braced frames. Earthquake Spectra, 3(1), 43-55.

Ramadan, T., & Ghobarah, A. (1995). Behaviur of bolted link-column joints in eccentrically braced frames . *Canadian Journal of Civil Engineering*.

Ricles, J., & Popov, E. (1989). Composite action in eccentrically braced frames . *Structural Engineering*.

Roeder, C., & Popov, E. (1978). Eccentrically Braced Steel Frames for Eartquakes . *Strcutural Division* , 391-412.

Roeder, C., Foutch, D., & Goel, S. (1987). Seismic Testing of Full-Scale Steel Building part II . *Structural Engineering* .

Sangurima K., (2013), *Programa MIZOSIQ y la microzonificación sísmica de Quito,* Tesis de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica del Ejército, 172 p., Quito.

Tanabashi, R., Naneta, k., & Ishida, T. (1974). On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage. *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering* (págs. 834-840). Rome: IAEE.

Whittaker, A., Uang, C.-M., & Bertero, V. (1989). Seismic Testing of Eccentrically Braced Dual Steel Systems. *Earthquake Spectra*.

Yang, M.-S. (1985). Shaking table studies of an eccentrically braced Steel structure. *Proc., 8th World Conf. Earthquake Engineering. 4*, págs. 257–264. San Francisco: IAEE.